

INSTITUT FÜR BAUSTOFFKUNDE UND STAHLBETONBAU  
DER TECHNISCHEN HOCHSCHULE BRAUNSCHWEIG

Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen  
Prof. Dr.-Ing. K. Kordina

# Das Verhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen unter Feuerangriff

von

KARL KORDINA

HEFT 2 . BRAUNSCHWEIG . FEBRUAR 1963

Meinem verehrten Vorgänger im Amt,

**Herrn o. Prof. em. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Theodor Kristen,**

dem verdienten Forscher auf dem Gebiete des Feuerschutzes und Förderer des Institutes  
als Zeichen der Verehrung und Anerkennung gewidmet.

Der Verfasser



## Das Verhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen unter Feuerangriff

### Zusammenfassung:

Im vorliegenden Beitrag wird versucht, die in den letzten Jahren gewonnenen Erfahrungen an Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen unter Feuerangriff zusammenzustellen und einen Überblick über den derzeitigen Stand unseres Wissens zu geben. Soweit möglich wurden die aus der Literatur entnommenen Versuchsergebnisse durch Erfahrungen des eigenen Instituts ergänzt.

Nach kurzer Darstellung der Grundbegriffe werden die Grundlagen des Wärmeaustausches erörtert, um die Erwärmungsvorgänge im Bauteil zu erklären. Versuchsergebnisse über die Erwärmungsvorgänge in Stahlbeton- bzw. Spannbetondecken, -balken und -stützen werden vorgelegt. Daran anschließend wird das Verhalten der Baustoffe Beton und Stahl unter Temperaturbeanspruchung untersucht.

Die Kenntnis der Erwärmungsvorgänge und die Beobachtungen von Beton und Stahl unter Feuerangriff dienen als Grundlagen, um das Verhalten ganzer Stahlbeton- und Spannbetonbauteile zu beschreiben und einige Beurteilungsmöglichkeiten aufzuzeigen. Abschließend wird eine Zusammenstellung feuerhemmender und feuerbeständiger Decken-, Balken- und Stützenkonstruktionen gegeben.

### Professor Dr.-Ing. Karl Kordina: «Le comportement d'éléments de construction en béton armé et béton précontraint exposés au feu»

Dans la contribution présente on a essayé de résumer les expériences gagnées pendant les dernières années avec les éléments de construction en béton armé et béton précontraint exposés au feu. De plus on veut donner un aperçu sur l'état actuel de notre connaissance. En tant que possible les résultats d'essais tirés de la littérature furent complétés par des expériences gagnées dans notre Institut.

Après une brève description des notions essentielles on discute les bases de l'échange de chaleur pour expliquer les procédés de l'échauffement dans l'élément de construction. Des résultats d'essais portant sur les procédés de l'échauffement dans les dalles, les poutres et les colonnes en béton armé ou béton précontraint sont présentés. Ensuite il est examiné le comportement des matériaux de construction, à savoir béton armé et acier, à la sollicitation de température.

C'est la connaissance des procédés de l'échauffement et le contrôle de béton armé et de béton précontraint exposés au feu qui servent de base pour décrire le comportement de structures de béton armé et béton précontraint et pour démontrer quelques possibilités de classification.

A la fin l'auteur donne un résumé des structures de dalles, de poutres et de colonnes incombustibles et résistantes au feu.

### Professor Dr.-Ing. Karl Kordina: "The behaviour of reinforced and prestressed concrete members under fire"

In this contribution it is tried to sum up the experiences of the years past made with structural members of reinforced and prestressed concrete under fire, and furthermore, to give a general view on the actual state of our knowledge. As far as possible the test results taken from literature have been completed by experiences made in our Institute.

The fundamental notions having been pointed out, the principles of heat exchange are discussed in order to explain the procedure of heating in the structural member. Test results as to heating procedure in slabs, beams and columns of reinforced and prestressed concrete are presented. Later-on, the behaviour of the materials concrete and steel under high temperature is discussed.

The knowledge of heating procedure and the tests of fire resistance with concrete and steel are the basis for describing the behaviour of structural members of reinforced and prestressed concrete, and to give some criterions for classification. Finally, you find a synopsis of some structures of slabs, beams, and columns with well known fire resistance properties.

## 1. Allgemeines

Feuer vernichtet jährlich Millionenwerte. Aufgabe der Ingenieure ist es daher, Bauwerke so zu planen, daß ein Brand schnell und ohne zu große Gefährdung der Feuerwehrleute bekämpft werden kann und der Schaden klein bleibt. Jedes Bauteil besitzt eine bestimmte Feuerwiderstandsfähigkeit. Die Verwendung geeigneter Baustoffe und eine in feuertechnischer Hinsicht richtige Ausführung können diese Feuerwiderstandsfähigkeit erheblich steigern.

Der Massivbau wird im Bauwesen in all den Fällen bevorzugt, in denen eine hohe Widerstandsfähigkeit gegen Feuereinwirkung verlangt wird, da Beton dem Feuerangriff relativ gut widersteht. Die bei vielen Großbränden gesammelten Erfahrungen haben das in diese Bauweise gesetzte Vertrauen oft bestätigt [1–6].

Der vorliegende Bericht hat zum Ziel, das Verhalten von Stahlbeton- und Spannbetonkonstruktionen unter Feuerangriff zu beschreiben und Grundlagen aufzuzeigen, die zu einer allgemeinen Beurteilung der Feuerwiderstandsdauer solcher Bauteile führen. Die nach DIN 4102 an tragende Bauteile gestellten Anforderungen werden kurz erläutert.

## 2. Feuerbeanspruchung, Einheitstemperaturkurve, Normen-Anforderungen

Der Ablauf eines Brandes hinsichtlich Temperaturhöhe und Zeitdauer erfolgt im allgemeinen in 3 Zeitabschnitten (Bild 1):

Im 1. Zeitabschnitt – etwa bis zu 15–30 Minuten – breitet sich das Feuer aus. Dabei steigen die Temperaturen rasch über 800–900 °C. Im 2. Zeitabschnitt, in dem alles Brandgut brennt, steigen in der Regel die Temperaturen nur noch langsam bis auf 1000–1100 °C an. Die Dauer dieses Abschnittes richtet sich nach der Menge des vorhandenen Brandgutes. Im 3. Zeitabschnitt klingt der Brand ab, die Temperaturen fallen rasch.

Dieser Temperatur-Zeit-Verlauf konnte bei vielen Brandkatastrophen sowie bei versuchsmäßig angelegten Bränden beobachtet bzw. gemessen werden [7–10]. Einen Rückschluß auf tatsächlich aufgetretene Temperaturen bei Großbränden gaben u. a. Schmelzprodukte verschiedener Metalle.

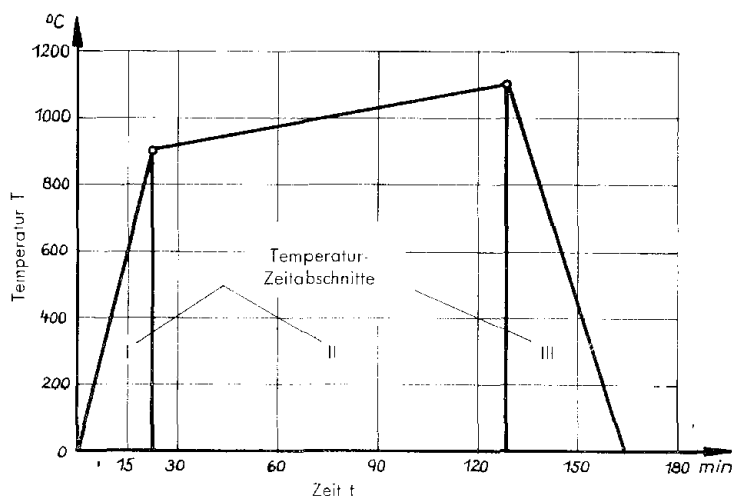
Diese Beobachtungen haben in verschiedenen Ländern zur Aufstellung von „Einheitstemperaturkurven“ geführt, die als Grundlage der Feuerwiderstandsprüfung von Bauteilen dienen.

Die bisher gültige deutsche Einheitstemperaturkurve nach DIN 4102, „Widerstandsfähigkeit von Baustoffen und Bauteilen gegen Feuer und Wärme“, ist in Bild 2 (obere Bildhälfte) einigen ausländischen Temperatur-Zeitkurven gegenübergestellt; deutlich ist erkennbar, daß unsere Kurve teilweise erheblich von den ausländischen Kurven abweicht. Eine Vereinheitlichung der Prüfbedingungen ist aber von hohem wirtschaftlichen Interesse. DIN 4102 wird z. Z. überarbeitet. Die künftige Einheitstemperaturkurve (Bild 2, untere Bildhälfte) entspricht einer Vereinbarung zwischen den wichtigsten europäischen Staaten. Sie verläuft nach einer logarithmischen Funktion, so daß in Zukunft die Brandtemperaturen sogar elektronisch gesteuert werden könnten. Die Brandkammern sollen in Zukunft möglichst mit Öl beflammt werden, da das den Einwirkungen eines echten Brandes am nächsten kommen dürfte.

Die zulässigen Abweichungen von der neuen Einheitstemperaturkurve dürfen in den ersten 10 Minuten max.  $\pm 15\%$  und anschließend absolut  $\pm 100$  °C betragen. Um bei mehreren gleichartigen Prüfungen unterschiedliche Beanspruchungen der Bauteile durch Steigern der Temperatur an der oberen oder unteren zulässigen Temperaturgrenze zu vermeiden und um die Brandbelastung möglichst einheitlich zu halten, darf außerdem die Fläche unter der gemessenen Kurve von der Fläche unter der Einheitstemperaturkurve bis zu 30 Minuten Versuchsdauer nur um  $\pm 10\%$ , bei längerer Versuchsdauer nur um  $\pm 5\%$  abweichen.

Diese neuen Bestimmungen ergeben in Zukunft höhere Anforderungen an die Meßtechnik. Das ist in den brand- oder feuertechnischen Instituten zu berücksichtigen.

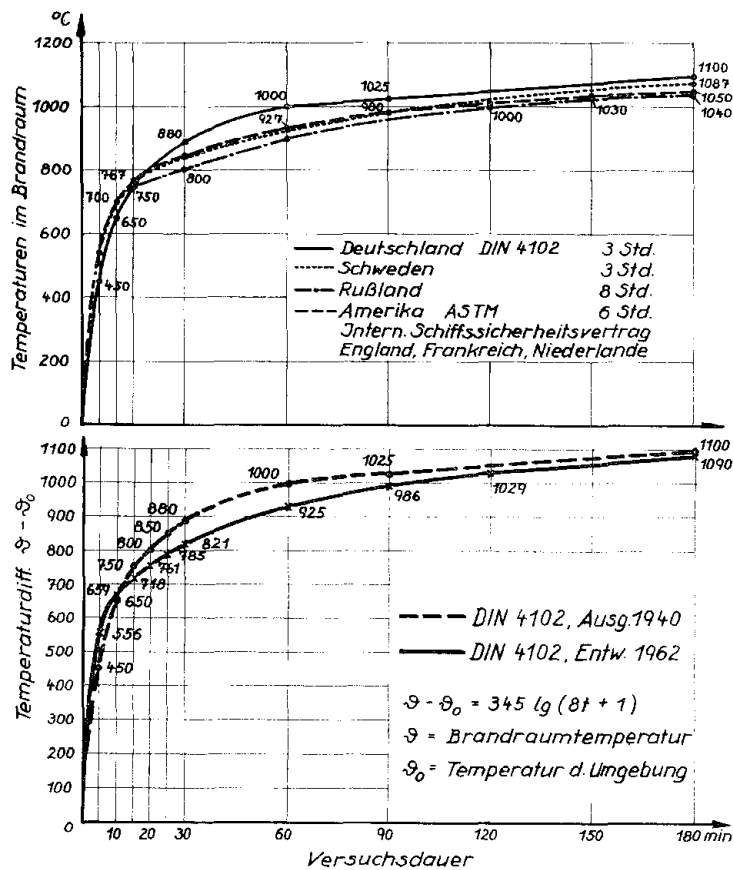
In DIN 4102 werden eine Reihe von Anforderungen an den baulichen Feuerschutz gestellt. Die z. Z. für Bauteile noch geltenden Begriffe „feuerhemmend“, „feuerbeständig“ und „hochfeuerbeständig“<sup>1)</sup> werden in Zukunft durch Feuerwiderstandsklassen ersetzt (Bild 3).



1 Schematische Darstellung eines Brandes

<sup>1)</sup> Anforderungen an Bauteile nach DIN 4102, Ausgabe 1940:

Nach DIN 4102 (1940) gelten Bauteile als **feuerhemmend**, wenn sie beim Brandversuch während einer Prüfzeit von  $\frac{1}{2}$  Stunde nicht entflammen und den Durchgang des Feuers während der Prüfzeit verhindern. Tragende Bauteile dürfen während der Prüfzeit ihre Standfestigkeit und Tragfähigkeit unter der rechnerisch zulässigen Last nicht verlieren. Feuerhemmend bekleidete Bauteile aus Stahl dürfen nicht wärmer als 250 °C, Stahlstützen nicht wärmer als 350 °C werden. Einseitig dem Feuer ausgesetzte Bauteile dürfen auf der dem Feuer abgekehrten Seite nicht wärmer als 130 °C werden und müssen dort nach dem Brandversuch durchweg auf etwa 1 cm Dicke erhalten bleiben. — Als **feuerbeständig** gelten Bauteile aus nicht brennbaren Baustoffen, die bei einem Brandversuch während einer Prüfzeit von  $\frac{1}{2}$  Stunden dem Feuer und anschließend dem Löschwasser standhalten, dabei ihr Gefüge nicht wesentlich verändern, unter der rechnerisch zulässigen Last ihre Standfestigkeit und Tragfähigkeit nicht verlieren und den Durchgang des Feuers verhindern. Feuerbeständig ummantelte Bauteile aus Stahl dürfen während des Brandversuches höchstens 250 °C, Stahlstützen höchstens 350 °C erreichen. Ein-



2 Genormte Temperaturzeitkurven verschiedener Länder

Feuerwiderstands- klasse	Feuerwiderstands- dauer in min	Bauaufsichtliche Bezeichnung
F 30 F 60	$\geq 30$ $\geq 60$	feuerhemmend
F 90 F 120	$\geq 90$ $\geq 120$	feuerbeständig
F 180	$\geq 180$	hochfeuerbeständig

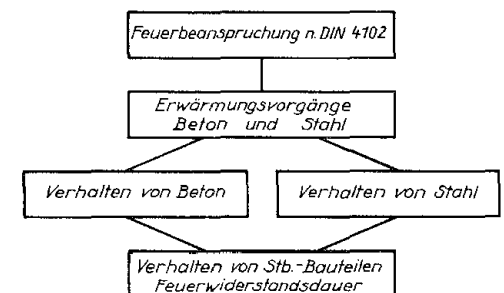
3 Feuerwiderstandsklassen

Die Feuerwiderstandsklasse (Kurzzeichen F) entspricht der minimalen Feuerwiderstandsdauer eines Bauteiles. Die Feuerwiderstandsdauer ist hierbei die Zeit in Minuten, während der ein Bauteil beim Brandversuch die gestellten Anforderungen<sup>2)</sup> erfüllt.

Die Begriffe feuerhemmend, feuerbeständig und hochfeuerbeständig erscheinen ergänzend nur noch als bauaufsichtliche Bezeichnungen.

### 3. Erwärmungsvorgänge bei Feuerbeanspruchung

Die wichtigste Forderung an tragende Bauteile unter Feuerbeanspruchung ist die Beibehaltung ihrer Tragfähigkeit unter der rechnerisch zulässigen Gebrauchslast. Um aber die Feuerwiderstandsdauer von Stahlbeton- und Spannbetonkonstruktionen allgemein beurteilen zu können, muß das Festigkeits- und Verformungsverhalten von Beton und Stahl allein unter höheren Temperaturen geklärt werden. Die tatsächlichen Temperaturbeanspruchungen im Beton sowohl in den Randzonen als auch im Innern, im Kernbeton, ergeben sich aus den Erwärmungsvorgängen und den Grundbegriffen des Wärmeaustausches bei einer Feuerbeanspruchung nach der vorgegebenen Einheitstemperaturkurve. Erst mit der Kenntnis dieser Erwärmungsvorgänge kann auf das Verhalten ganzer Stahlbeton- und Spannbetonkonstruktionen und damit auch auf die Feuerwiderstandsdauer solcher Bauteile geschlossen werden (Bild 4). Daher werden zunächst die Grundlagen des Wärmeaustausches und die Erwärmungsvorgänge in Decken, Balken und Stützen beschrieben.



4 Stahlbetonbauteile unter Feuerbeanspruchung (Übersicht)

seitig dem Feuer ausgesetzte Bauteile dürfen auf der dem Feuer abgekehrten Seite nicht wärmer als 130 °C werden. — Als hochfeuerbeständig gelten Bauteile, die den Anforderungen an feuerbeständige Bauteile während einer Prüfzeit von 3 Stunden genügen.

<sup>2)</sup> Zukünftige Anforderungen an Bauteile nach DIN 4102, Ausgabe 1962 (Entwurf):

Raumabschließende Bauteile der Feuerwiderstandsklasse F 30 müssen beim Brandversuch während einer Prüfzeit von mindestens 30 Minuten den Durchgang des Feuers verhindern, dürfen auf der dem Feuer abgekehrten Seite keine entzündlichen Gase entwickeln und sich dort im Mittel nicht mehr als 140 grd über die Anfangstemperatur des Prüfkörpers bei Versuchsbeginn erwärmen. Keine der Meßstellen darf dabei mehr als 180 grd über Anfangstemperatur besitzen. Raumabschließende Bauteile müssen in einer Dicke von mindestens 1 cm erhalten bleiben oder einem besonderen Festigkeitsversuch widerstehen. Tragende Bauteile dürfen während der Prüfzeit unter ihrer rechnerisch zulässigen Gebrauchslast, nichttragende Bauteile unter ihrer Eigenlast nicht zusammenbrechen. Bei Stahl- oder Stahlbetonstützen, die unter Gebrauchslast nicht mehr geprüft

werden können, darf die Höchsttemperatur am Stahl bzw. am Bewehrungsstahl 450 °C nicht überschreiten. Unterhängige oder vorgesetzte Verkleidungen zur Verbesserung der Feuerwiderstandsfähigkeit der Gesamtkonstruktion müssen in Verbindung mit den zu schützenden Bauteilen die genannten Anforderungen erfüllen.

Bauteile der Feuerwiderstandsklasse F 90 müssen dieselben Anforderungen während einer Prüfzeit von 90 Minuten erfüllen. Einzelteile, die statisch bedeutsam sind, oder bei deren Zerstörung das Feuer ungehindert weiterdringen kann, müssen aus nichtbrennbaren Baustoffen bestehen. Raumabschließende Bauteile müssen außerdem eine mindestens 5 cm dicke, raumabschließende, durchgehende Schicht aus nichtbrennbaren Baustoffen besitzen. Wird diese Vorschrift nicht eingehalten, müssen die Bauteile ganz aus nicht brennbaren Baustoffen bestehen und am Ende des Brandversuches einer besonderen Festigkeitsprüfung widerstehen. Stützen müssen unmittelbar nach dem Brandversuch der Löschwasserbeanspruchung standhalten. Dabei dürfen die tragenden Stahlprofile oder, — bei Stahlbetonbauteilen, — die Bewehrungsstäbe nicht freigelegt werden.

Für die Feuerwiderstandsklassen F 60, F 120 und F 180 gelten entsprechende Anforderungen.

### 3.1 Grundlagen des Wärmeaustausches

Der Wärmeaustausch unter Feuerbeanspruchung erfolgt durch Wärmeleitung, Wärmeströmung (Konvektion) und Wärmestrahlung [11, 12].

Die analytische Theorie der Wärmeleitung befaßt sich mit der Bestimmung des zeitlichen und örtlichen Verlaufs der Temperatur in einem Körper. Sie bedient sich dabei ausschließlich der Mathematik unter Benutzung der „Wärmeleitfähigkeit“ und anderer Stoffkennwerte, wie „spez. Wärme“ und „Dichte“ der Materie als dimensionsausgleichende Faktoren. Sie betrachtet die Materie als „Kontinuum“, obwohl – streng genommen – auf Grund der Vorstellung vom molekularen Aufbau der Materie eine Differenzierung der Temperatur nach dem Weg, d.h. die Bildung des Begriffes eines „Temperaturgradienten“ nicht zulässig ist. Vereinfachend wird weiter angenommen, daß die Materie – z.B. Beton – homogen und isotrop ist. Ferner wird vorausgesetzt, daß Wärmeleitfähigkeit, Dichte und spez. Wärme absolute Stoffkonstanten sind, d.h. unabhängig von Druck, Temperatur und sonstigen physikalischen Zustandsgrößen.

Unter diesen Voraussetzungen bildet die Fouriersche Differentialgleichung der Wärmeleitung die Berechnungsgrundlage für den zeitlichen und örtlichen Verlauf eines Temperaturfeldes. Sie lautet ganz allgemein:

$$\frac{\partial T}{\partial t} = \frac{\lambda}{c \cdot \rho} \cdot \nabla^2 T + \frac{1}{c \cdot \rho} W \quad [\text{grd/h}]$$

Hierin bedeuten:

$T$  = Temperatur °C

$t$  = Zeit min

$\lambda$  = Wärmeleitfähigkeit kcal/mh °C

$c$  = spez. Wärme kcal/kg °C

$\rho$  = Dichte (spez. Gewicht) kg/m<sup>3</sup>

$W$  = Wärmemenge, die je Zeit- und Volumeneinheit im Innern eines Volumenelementes entsteht

$$\nabla^2 T = \frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial z^2}$$

$x, y, z$  = Koordinaten eines Volumenelementes

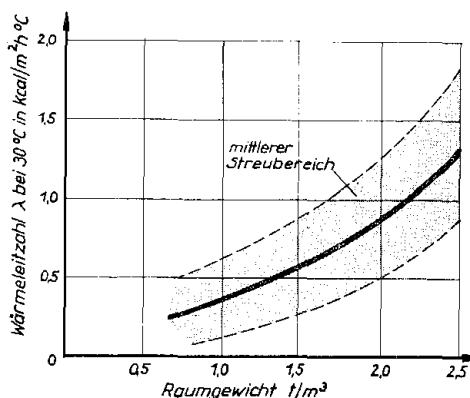
Der Quotient  $\lambda/c \cdot \rho$  kann durch die sogenannte Temperaturleitfähigkeit  $a$  zu einer konstanten Größe zusammengefaßt werden.

Alle aufgeführten Größen beeinflussen den zeitlichen und örtlichen Verlauf eines Temperaturfeldes. Daraus ist ersichtlich, wie kompliziert eine allgemeine Berechnung ist, zumal alle einzelnen Größen wieder von verschiedenen Faktoren abhängig sind.

Die Wärmeleitfähigkeit  $\lambda$  hängt beispielsweise von folgenden Größen ab:

1. Porosität und Raumgewicht (Betonzusammensetzung)
2. Chemische Zusammensetzung (Zuschlagstoffe und Zement)
3. Feuchtigkeitsgehalt (W/Z-Wert, Porenvolumen, Umweltfeuchtigkeit)
4. Temperatur

Bild 5 zeigt die Abhängigkeit der mittleren Wärmeleitfähigkeit  $\lambda$  bei konstanter Temperatur



5 Wärmeleitfähigkeit  $\lambda$  in Abhängigkeit vom Raumgewicht

(30 °C) vom Raumgewicht. Danach steigt die Wärmeleitfähigkeit mit zunehmendem Raumgewicht, das in Bezug auf den Beton in erster Linie von der Betonzusammensetzung und vom Raumgewicht der Zuschlagstoffe abhängt. Für Schwerbeton in lufttrockenem Zustand und üblicher Zusammensetzung kann grob vereinfacht eine Wärmeleitfähigkeit bei Raumtemperatur von etwa 1 bis 1,2 kcal/mh °C angenommen werden; der in DIN 4108 vorgeschriebene Rechenwert liegt mit 1,75 kcal/mh °C an der oberen, ungünstigen Grenze des Streubereichs.

Die Wärmeleitfähigkeit eines Betons steigt ebenfalls mit zunehmendem Feuchtigkeitsgehalt und zunehmender Temperatur – wie zum Beispiel bei Feuerbeanspruchung.

Besitzt ein Körper keine eigene Wärmequelle ( $W = 0$ ) und strömt vorhandene Wärme nur in einer Richtung ( $x$ -Richtung), so geht die allgemeine Fouriersche Differentialgleichung der Wärmeleitung in die folgende einfachere Form über:

$$\frac{\partial T}{\partial t} = \frac{\lambda}{c \cdot \rho} \cdot \frac{\partial^2 T}{\partial x^2}$$

Nur unter der Voraussetzung, daß der Beton homogen und isotrop ist und unter der Annahme, daß die Stoffkonstanten  $\lambda$ ,  $c$  und  $\rho$  temperaturunabhängig sind – was für den Beton nur näherungsweise zutrifft – kann diese Gleichung zur Berechnung eines Temperaturfeldes im Beton dienen.

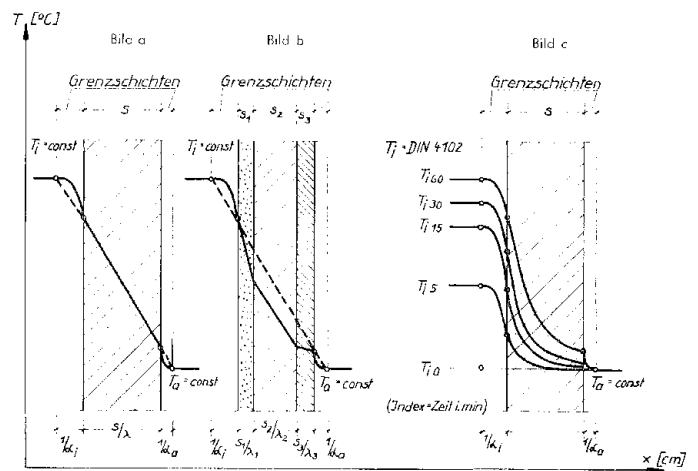
Die Lösung einfachster Art ist der Temperaturverlauf in einer einseitig beheizten Wand (Stahlbetonplatte) im Beharrungszustand, d.h. bei konstanten Innen- bzw. Außentemperaturen (Bild 6 a). Die Temperatur innerhalb der Wand verläuft nur deshalb geradlinig, weil der Theorie gemäß angenommen wird, daß die Wärmeleitfähigkeit unabhängig von der Temperatur sei.

Den Temperaturverlauf in einer einseitig beheizten mehrschichtigen Wand, ebenfalls im Beharrungszustand, zeigt Bild 6 b.

Ist die Temperatur – wie nach DIN 4102 – nicht konstant sondern eine Funktion der Zeit, also veränderlich, so ändert sich das Temperaturfeld ständig (Bild 6 c). Ein Beharrungszustand stellt sich nicht ein. Die Berechnung des Temperaturfeldes zu einem bestimmten Zeitpunkt ist nur noch unter größerem Zeitaufwand möglich.

Besonders schwierig wird hier die Bestimmung der Oberflächentemperaturen, die für die Ermittlung der Temperaturfelder im Be-

6 Temperaturverlauf in einseitig beheizten Wänden (schematisch)



- a) einschichtige Wand im Beharrungszustand ( $T_i = \text{const.}$ )
- b) mehrschichtige Wand im Beharrungszustand ( $T_i = \text{const.}$ )
- c) einschichtige Wand bei Erhitzung nach DIN 4102; Temperaturverlauf nach verschiedenen Versuchszeiten

ton bekannt sein müssen. Beim Wärmeübergang vom Verbrennungsgas auf den Prüfkörper bildet sich gewissermaßen eine Grenzschicht, innerhalb der eine erhebliche Temperatur- und Geschwindigkeitsänderung der Verbrennungsgase stattfindet (Bild 6).

Der Wärmeübergang erfolgt durch Wärmeströmung (Konvektion) und Wärmestrahlung, wobei die Wärmestrahlung in den höheren Temperaturbereichen von größerer Bedeutung ist als die Wärmeströmung. Konvektion und Strahlung sind abhängig von der Temperatur-Zeitbeanspruchung und von einer Wärmeübergangszahl  $\alpha$ . Die Wärmeübergangszahl  $\alpha$  ist wiederum abhängig von der Temperaturdifferenz zwischen Verbrennungsgas und beanspruchtem Bauteil sowie von der Gasart (Verbrennungsart), der Gasgeschwindigkeit und der Oberflächenbeschaffenheit des Betons.

Diese komplexen Verhältnisse des Wärmeübergangs zwischen Feuer und Bauteil, die nicht zutreffenden Voraussetzungen eines homogenen und isotropen Betons und schließlich die Temperaturabhängigkeit der Stoffkonstanten haben bisher eine exakte Vorausberechnung des Temperaturfeldes in einem Betonquerschnitt verhindert. Durch Rechnung konnte lediglich die Größenordnung der Erwärmung ermittelt werden. Daß der Rechenaufwand bei nicht wandartigen Bauteilen,

die von mehreren Seiten ungleichmäßig erwärmt werden, erheblich größer ist, wurde schon erwähnt.

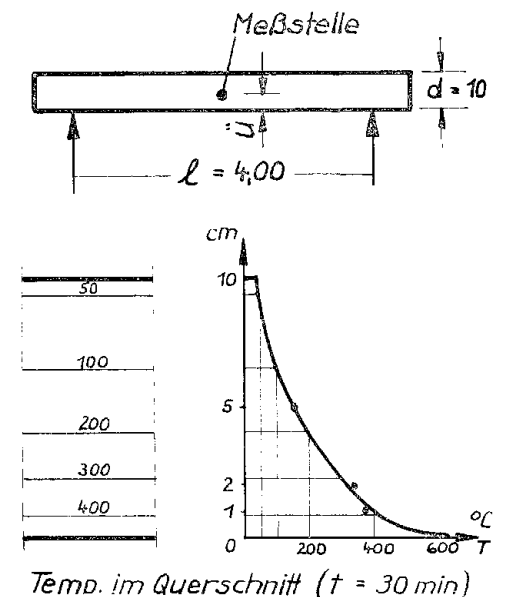
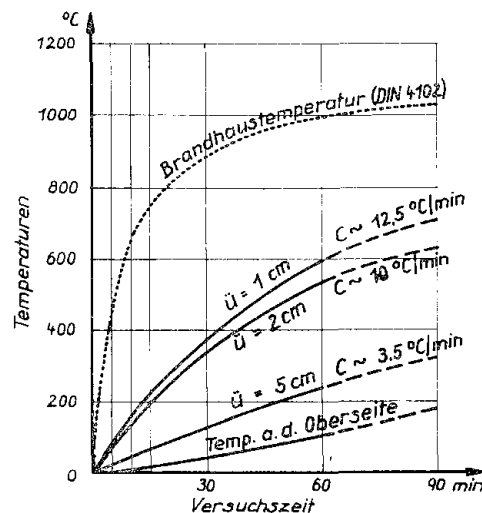
Angesichts dieser Schwierigkeiten hat man sich bisher damit begnügt, die Erwärmung eines Bauteils entweder nur näherungsweise rechnerisch zu ermitteln oder die Temperaturverteilung besser durch Messungen im Versuch zu bestimmen. Im folgenden werden daher Temperaturverteilungen beschrieben, wie sie bei solchen Versuchen gefunden wurden

### 3.2 Temperaturverteilung im Beton und an eingebetteten Stahleinlagen

#### Temperaturverteilung in Platten (Decken)

Stahlbetonplatten als waagerechte Raumabschlüsse werden im Brandfalle und beim Versuch nach DIN 4102 einseitig von unten erhitzt – im Gegensatz zu Wänden, bei denen die Beflammung von der Seite stattfindet.

Bild 7 zeigt die zeitliche und örtliche Temperaturverteilung in einer 10 cm dicken Stahlbeton-Deckenplatte [13]. Nach 30 Minuten Versuchsdauer wurden bei einer Brandraumtemperatur von etwa 880 °C an der dem Feuer zugekehrten Oberfläche Temperaturen von 600 bis 700 °C, in 2,0 cm Tiefe etwa 350 und in 5 cm Tiefe etwa 130 °C gemessen. Die tiefer liegenden Betonzonen erwärmen sich nur langsam.



7 Temperaturverteilung in einer Deckenplatte

Vergleicht man den Temperaturanstieg der 1, 2 und 5 cm tiefen Betonzonen mit dem Temperaturanstieg im Brandhaus (Einheits-temperaturkurve), so stellt man fest, daß der Temperaturanstieg nur in den Betonrandzonen nicht linear verläuft; in 5 cm Tiefe steigt die Temperatur fast linear an. Diese Beobachtung führte zu der Berechnung von „mittleren Aufwärmgeschwindigkeiten  $c$ “ mit der Dimension  $^{\circ}\text{C}/\text{min}$ . Diese Aufwärmgeschwindigkeiten gestatten näherungsweise eine Vorausberechnung der Temperatur in einer Betonzone zu einem bestimmten Zeitpunkt. Eine derartige Berechnung wird um so genauer, je geradliniger der Temperaturanstieg in der untersuchten Zone erfolgt.

Teilt man die Temperatur der Stahleinlagen zum Zeitpunkt des Versagens des Bauteiles durch die erreichte Feuerwiderstandsdauer, so erhält man eine mittlere Aufwärmgeschwindigkeit, die auf den Bruchzeitpunkt bezogen ist. Ist andererseits die zum Bruch der Platte führende Stahltemperatur bekannt, kann mit Hilfe der Aufwärmgeschwindigkeit die Feuerwiderstandsdauer einer beliebigen Stahlbetonplatte errechnet werden. Diese Aufwärmgeschwindigkeiten sind in Bild 7 ebenfalls eingezeichnet. Sie gelten jedoch nur, solange keine zusätzlichen Einflüsse wie Betonabplatzungen oder grobe Risse hinzutreten, die zu einem sprunghaften Ansteigen der Stahltemperatur führen.

Die mittlere Aufwärmgeschwindigkeit der Stahleinlagen einer ungeschützten Deckenplatte bei 1 cm Betonüberdeckung beträgt etwa 12 bis 13  $^{\circ}\text{C}/\text{min}$ . Durch isolierende Schutzschichten kann diese Aufwärmgeschwindigkeit stark herabgesetzt werden. Den Einfluß von verschiedenen 1,5 cm dicken Putzarten zeigt Bild 24. Durch einen einfachen Kalkzementputz wird die mittlere Aufwärmgeschwindigkeit schon auf etwa 4  $^{\circ}\text{C}/\text{min}$ . herabgesetzt. Das heißt, die Stahleinlagen erreichen die gleiche Temperatur von 350 bis 400  $^{\circ}\text{C}$  erst nach 90 bis 100 anstatt schon nach 30 Minuten. Ein Zement-Kalk-Vermiculite-Putz setzt die mittlere Aufwärmgeschwindigkeit sogar auf 2  $^{\circ}\text{C}/\text{min}$ . herab.

Handelt es sich um dickere Stahlbetonplatten, so ist die Erwärmung der dem Feuer zugekehrten Zonen ähnlich wie bei der beschriebenen 10 cm dicken Stahlbetonplatte. Infolge des unterschiedlichen Wärmespeichervermögens erwärmen sich dünnere Platten insgesamt schneller, dickere Platten langsamer.

### Temperaturverteilung in Balken

Balkenartige Tragwerke – z. B. Unterzüge – werden im Brandfall im allgemeinen dreiseitig vom Feuer angegriffen.

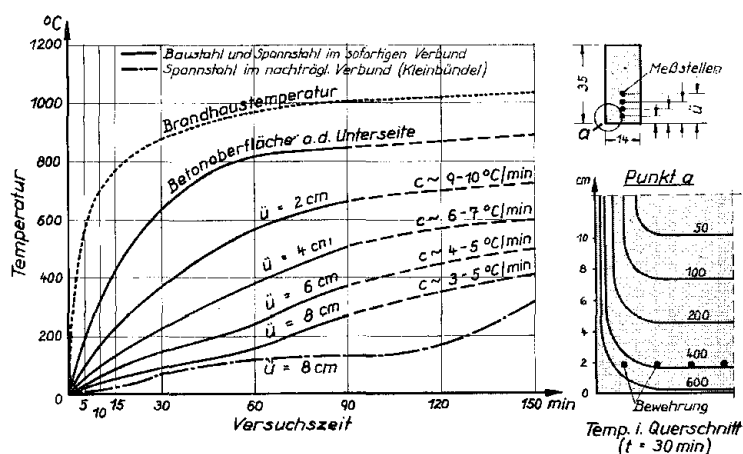
Bild 8 zeigt die Erwärmung von Stahleinlagen in einem rechteckigen Balken in Abhängigkeit von der Betonüberdeckung [15, 17]. Durch den dreiseitigen Feuerangriff liegen die Temperaturen im Vergleich zu der schon beschriebenen Stahlbetonplatte etwas höher. Die 2 cm tiefe Zone an der Balkenunterseite erreicht nach 30 Minuten Versuchsdauer schon etwa 380  $^{\circ}\text{C}$ , die 5 cm tiefe Zone zur selben Zeit schon fast 200  $^{\circ}\text{C}$  – gegenüber 350 bzw. 130  $^{\circ}\text{C}$  bei der 10 cm dicken Stahlbetonplatte.

Die Spannstähle in einem mit Einpreßmörtel verfüllten Hüllrohr erfahren bei gleicher Überdeckung eine geringere Erwärmung. Das

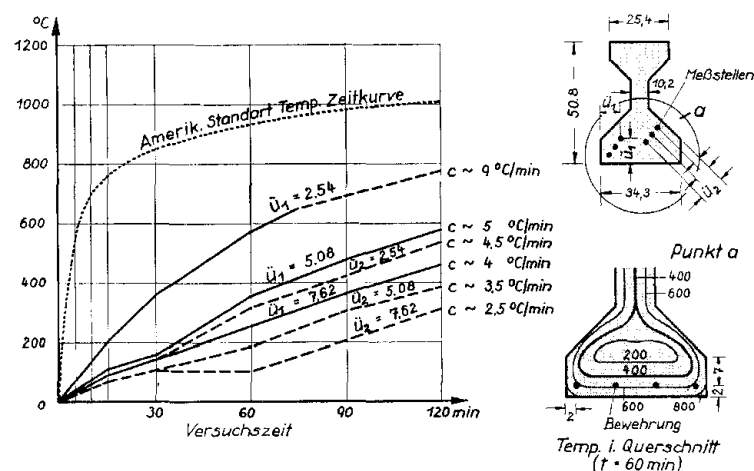
ist auf den Wärme-Energieverbrauch beim Verdampfen des Wassers im Einpreßmörtel zurückzuführen, der nicht im gleichen Maße austrocknen kann wie der Beton des Balkens. Betrachtet man den Temperaturanstieg der einzelnen Zonen, so zeigen auch diese – abgesehen von den äußeren Randzonen – eine annähernd lineare Aufwärmgeschwindigkeit. Die auf den Bruchzeitpunkt bezogenen, mittleren Aufwärmgeschwindigkeiten sind in der Darstellung ebenfalls eingetragen.

Während die Seitenzonen des Balkens eine um etwa 50 % geringere Erwärmung erfahren als die Unterseite, erhitzt sich die Balken-ecke besonders schnell. Die hierdurch hervorgerufenen Spannungen führen – insbesondere bei hohem Feuchtigkeitsgehalt – oft zu Absprengungen dieser Ecken.

Bild 9 zeigt die Erwärmung von Stahleinlagen in einem I-förmigen Querschnitt [16]. Die angegebenen Meßergebnisse im „Untergurt“ weichen nur unwesentlich von den zuvor beschriebenen Werten ab, weil der Untergurt-Querschnitt fast die gleiche Querschnittsfläche wie der in Bild 8 beschriebene rechteckige Balken besitzt. Kleinere Abweichungen in dieser Darstellung sind auf Unterschiede in den Zuschlagstoffen, in der Eigenfeuchte und im Brennstoff (Gas- bzw. Öl-brennung) zurückzuführen. Wie auch bei den rechteckigen Balken liegen die Beton-Innen-temperaturen in der Nähe der Seitenflächen von Ober- und Untergurt trotz der gleichen Überdeckung erheblich niedriger als an der Balkenunterseite.

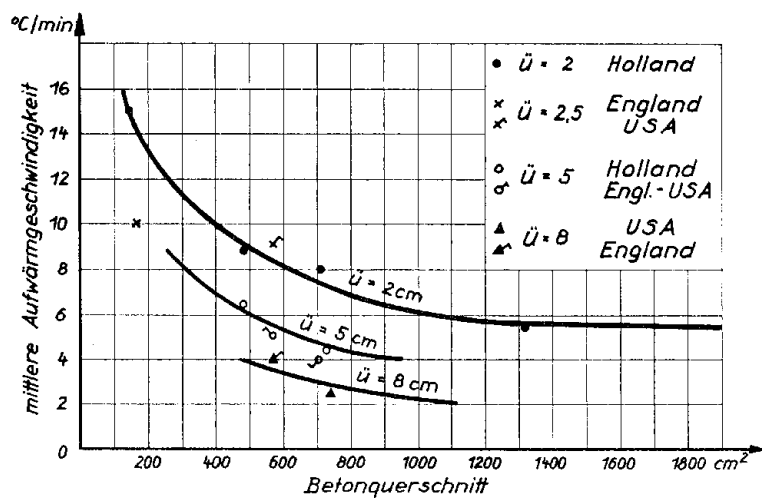


8 Temperaturverteilung in einem Rechteckbalken

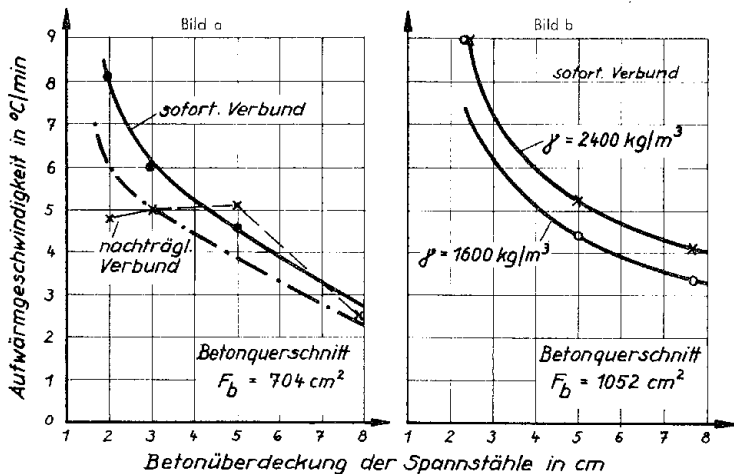


9 Temperaturverteilung in einem I-Balken





10 Mittlere Aufwärmgeschwindigkeiten  $c = T_{\text{Stahl}}/t_{\text{Bruch}}$  der Stahleinlagen von Stahlbeton- und Spannbetonbalken im sofortigen Verbund in Abhängigkeit von Betonquerschnitt und Betonüberdeckung



11 Mittlere Aufwärmgeschwindigkeiten  $c = T_{\text{Stahl}}/t_{\text{Bruch}}$  von Spanngliedern in Abhängigkeit von der Betonüberdeckung, der Art des Verbundes (Bild a) und dem Betonraumgewicht in lufttrockenem Zustand (Bild b)

Die Balkenecken im Untergurt des  $\text{T}$ -Trägers sind in bezug auf Abplatzungen wiederum besonders gefährdet. Der nur 10,2 cm dicke Steg erwärmt sich infolge des zweiseitigen Feuerangriffes und infolge der geringeren Abmessungen im Vergleich zum Ober- und Untergurt ebenfalls wie die Balkenecken erheblich schneller. Hier ist nicht genügend Masse vorhanden, die die Wärme zunächst aufnehmen und abführen könnte. Auch hier besteht die Gefahr von Abplatzungen.

Besonders gefährdet sind dünne Stege von hohen  $\text{T}$ -förmigen Balken. Betonabplatzungen bei relativ hohem Feuchtigkeitsgehalt und schneller Erwärmung können insbesondere am Steg oder „Obergurt“ Querschnittsschwächungen hervorrufen, die unmittelbar zu einem Schubbruch oder zum Versagen der Druckzone führen.

Hinreichende Erfahrungen hierüber liegen leider noch nicht vor.

Während die Dicke einer Stahlbetonplatte die Erwärmung der nahe der Unterseite liegenden Stahleinlagen fast gar nicht beeinflusst, hängt die Erwärmung der Stahleinlagen eines Balkens deutlich von der Querschnittsgröße ab. Durch den dreiseitigen Feuerangriff werden schlanke Balken relativ schnell erhitzt; Balken mit massigerem Querschnitt erwärmen sich dagegen langsamer.

Die Wärme wird durch das größere Speichervermögen abgeführt.

Bild 10 zeigt eine Auswertung der Meßergebnisse von Balkenversuchen mit unterschiedlichem Querschnitt [15, 16, 17]. Die Abhängigkeit der mittleren Aufwärmgeschwindigkeit von der Größe des Balkenquerschnitts tritt deutlich zutage. Bei den schlanken T-förmigen Balken der englischen Versuche [17] wurde nur der Steg als Betonquerschnitt gewertet, da die Masse der Druckplatte nur noch einen sehr geringen Einfluß auf die Erwärmung der im unteren Bereich der Stege liegenden Stahleinlagen ausübt. Bei den amerikanischen Versuchen [16] wurde aus entsprechenden Gründen nur der Untergurtquerschnitt gewertet. Zu bemerken ist, daß die Streuung der Meßergebnisse in dieser Darstellung noch beträchtlich ist, was auf Unstetigkeiten der Erwärmungsvorgänge, vielleicht bedingt durch Risse oder Betonplatzungen, schließen läßt.

Bei diesen Balkenversuchen handelt es sich um Stahlbetonbalken und Spannbetonbalken mit sofortigem Verbund. Da die mittlere Aufwärmgeschwindigkeit nur von Wärmeübergang und Wärmeleitung abhängt – und damit nur von der Feuerbeanspruchung, vom Querschnitt und von der Dicke und Art der isolierenden Überdeckung beeinflusst wird – konnten diese Balkenversuche hinsichtlich der Erwärmungsvorgänge gemeinsam ausgewertet werden.

Die in Bild 10 enthaltenen Aufwärmgeschwindigkeiten gelten auch für Spannglieder in nachträglichem Verbund, solange durch den Einpreßmörtel in den Hüllrohren keine größeren Abweichungen hervorgerufen werden. Wie holländische und englische Versuche zeigen [15, 17], sind wesentliche Abweichungen in der Größenordnung von 1 bis 2 °C/min nur bei geringen Betonüberdeckungen bis zu etwa 4 cm spürbar (Bild 11 a). Bei größeren Überdeckungen als 4 cm wird die mittlere Aufwärmgeschwindigkeit so klein, daß Einflüsse aus der Art des Einpreßmörtels und der Hüllrohre auf die Temperaturerhöhung der Spannstähle weniger fühlbar werden.

In Bild 11 b sind zur Ergänzung des Überblickes die Einflüsse von Raumgewicht und Betonüberdeckung auf die mittlere Aufwärmgeschwindigkeit von Stahleinlagen dargestellt [16]. Danach liegt die Aufwärmgeschwindigkeit der Stahleinlagen bei Beton mit einem Raumgewicht von 1600 kg/m³ durchweg nur etwa 1 °C/min niedriger als bei Beton mit einem Raumgewicht von 2400 kg/m³. Daraus wird ersichtlich, daß hier der Einfluß des Raumgewichts nicht sehr wesentlich ist. Diese Meßergebnisse sind bemerkenswert, weil sie in einem gewissen Widerspruch zu der guten Schutzwirkung von Putzen stehen, deren Raumgewicht vielfach in der Größenordnung von 1600 kg/cm³ liegt.

Die Angaben in den Abbildungen 8 bis 11 reichen bei weitem nicht aus, um genaue Abhängigkeiten und endgültige Gesetzmäßigkeiten in der Erwärmung für Stahlbeton- und Spannbetonbalken abzuleiten. Lediglich die Tendenz der Einflüsse kann erfaßt werden. Für die Feststellung der Streubereiche, für die Aufstellung von Gesetzmäßigkeiten und zur Bestimmung von Sicherheitswerten sind weitere Versuche notwendig.

Ebenfalls fehlen Aufschlüsse über den Einfluß von Biegezugrissen und deren Entwicklung und Abhängigkeit von der Querschnittshöhe. Das Auftreten von Abplatzungen ist noch wenig untersucht.

#### Temperaturverteilung in Stützen

Stützen werden im Brandfall und beim Versuch von vier Seiten erhitzt. Nach DIN 4102 erfolgt die Beflammung bei senkrecht stehender Stütze von unten nach oben. Die Erwärmungsverhältnisse liegen ähnlich wie bei Seitenflächen von massigen Balken bei Beflammung von unten.

Bild 12 zeigt die Erwärmung von Rundstäben in einer Stahlbetonstütze mit 1,5 cm Betonüberdeckung [14]. Nach 30 Minuten Versuchsdauer beträgt die Temperatur der Stähle etwa 180 °C; das entspricht einer mittleren Aufwärmgeschwindigkeit von etwa 6 °C/min. Ein 1,5 cm dicker, durch ein Drahtgewebe gehaltener Kalk-Zementputz verzögert die Erwärmung um 50 %. Nach 30 Minuten Versuchsdauer wird an derselben Meßstelle nur eine Temperatur von etwa 90 °C erreicht, was einer mittleren Aufwärmgeschwindigkeit von 3 °C/min. entspricht.

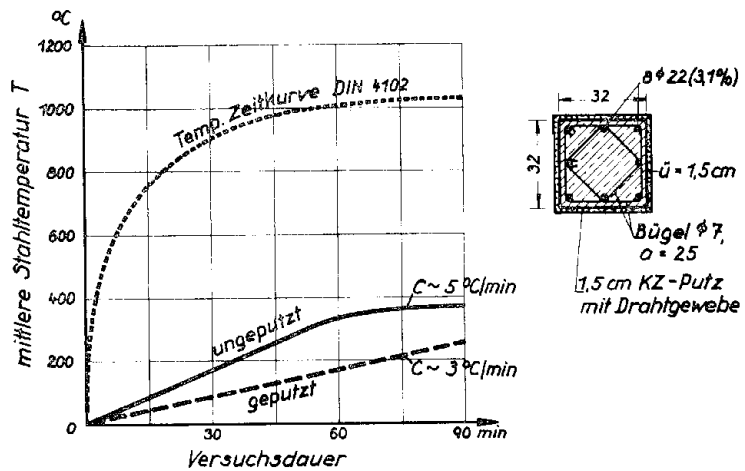
Mit der Erfassung dieser Erwärmungsvorgänge im Beton und an den Stahl- bzw. Spannstahleinlagen in Decken, Balken und Stützen sind die tatsächlich auftretenden Temperaturen im Beton und an den Stählen bei einem Feuerangriff nach DIN 4102 bekannt. Das Verhalten der Stahleinlagen sowie des Betons unter diesen Temperaturen kann nun gesondert behandelt werden.

#### 4. Das Verhalten von Stählen unter höheren Temperaturen

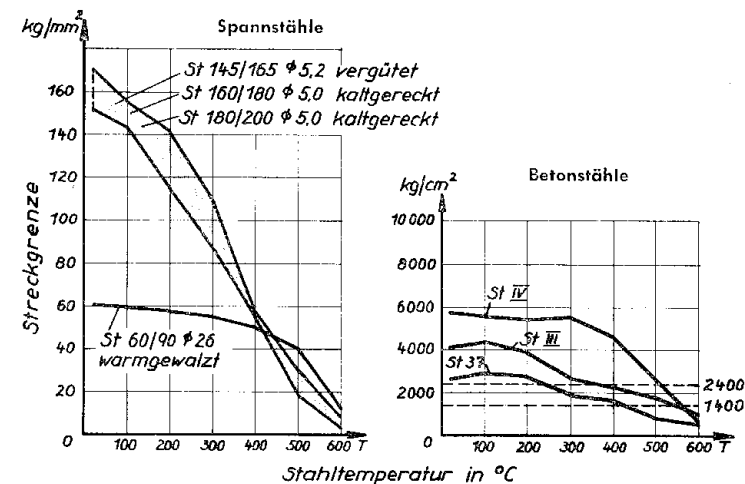
Über das Festigkeits- und Verformungsverhalten von Bau- und Spannstählen unter Temperaturbeanspruchung geben Warmzerreiß- und Warmkriechversuche Aufschluß. Warmzerreißversuche an naturharten und kaltverformten Betonstählen der Gruppe I bis IV wurden bereits in den Jahren 1935 und 1936 vom Deutschen Ausschluß für Stahlbeton durchgeführt [13]. Die Ergebnisse dieser Versuche zeigen, daß die Streckgrenze nach Überschreitung einer Temperatur von rund 200 °C absinkt und bei Temperaturen zwischen 400 bis 600 °C bereits den Wert der für die einzelnen Stahlgruppen zulässigen Spannungen erreicht (Bild 13). Der Abfall ist bei den kaltverformten Stählen verhältnismäßig stärker als bei den naturharten Stählen.

Das Verhalten von Spannstählen ist ähnlich, [18]. Bei naturharten Stählen sinkt die Streckgrenze (0,2 % Dehngrenze) oberhalb etwa 300 °C merkbar ab. Alle vergüteten und insbesondere die gezogenen Spannstähle verlieren dagegen ihre hohe Streckgrenze schon bei verhältnismäßig geringen Temperaturerhöhungen.

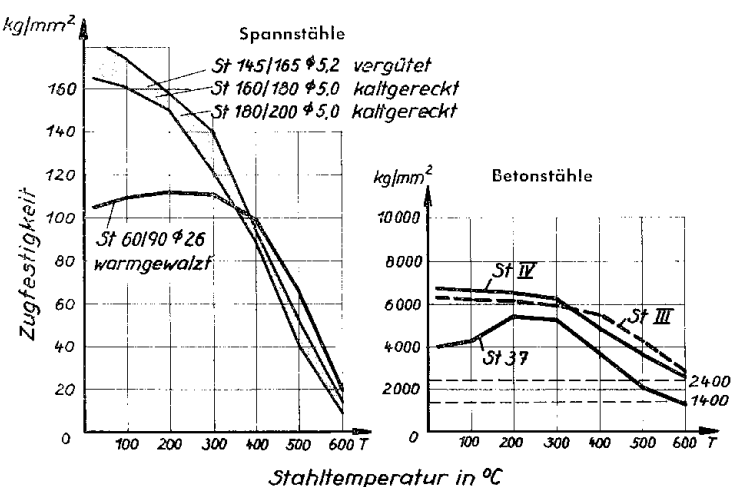
Die entsprechenden Zugfestigkeitsdiagramme zeigen ähnliche Verhältnisse (Bild 14). Die Zugfestigkeit nimmt bei den naturharten Betonstählen zunächst bis zu einer Temperatur von rund 200 bis 300 °C etwas zu, sinkt aber dann rasch ab und fällt bei ca. 600 °C fast bis auf die Höhe der zulässigen Spannungen ab. Bei den kaltverformten Betonstählen sinkt die Zugfestigkeit mit zunehmenden



12 Erwärmung der Betonstähle in einer Stahlbetonstütze



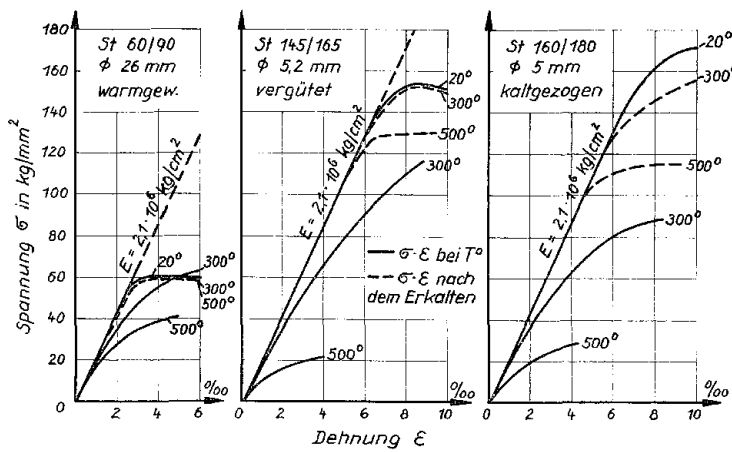
13 Streckgrenze von Beton- und Spannstählen in Abhängigkeit von der Stahltemperatur (Warmzerreißversuche)



14 Zugfestigkeit von Beton- und Spannstählen in Abhängigkeit von der Stahltemperatur (Warmzerreißversuche)

Temperaturen stetig ab und erreicht bei 600 °C ebenfalls den Bereich der zulässigen Spannungen [13].

Die Zugfestigkeit der naturharten Spannstähle steigt bis ca. 300 °C geringfügig an, um dann rasch abzufallen. Die vergüteten und kaltgereckten Spannstähle verlieren ihre Festigkeit schon bei geringen Temperaturerhöhungen [18]. Bemerkenswert ist, daß im Bereich zwischen 500–600 °C Zugfestigkeit und Streckgrenze der Spannstähle praktisch gleich groß sind.



(Spannungssteigerung max 0,5 kg/mm² sec in Anlehnung an DIN 50 112)

15 Spannungs-Dehnungslinien verschiedener Spannstähle bei 20, 300 und 500 °C Stahltemperatur sowie bei 20 °C nach vorangegangener einstündiger Glühung bei 300 und 500 °C

Bild 15 zeigt die Spannungs-Dehnungslinien der bisher beschriebenen Spannstähle bei 20, 300 und 500 °C. Die gestrichelten Linien geben die Spannungs-Dehnungslinien bei 20 °C, aber nach vorangegangener einstündiger Erwärmung auf 300 bzw. 500 °C wieder.

Beim naturharten Spannstahl kehrt die ursprüngliche Festigkeit nach dem Abkühlen annähernd zurück. Die vergüteten Stähle erreichen nach dem Abkühlen von 300 °C ihre Festigkeit ebenfalls noch annähernd wieder, nach dem Abkühlen von 500 °C jedoch nicht mehr. Die kaltgezogenen Stähle verlieren ihre Anfangsfestigkeit schon nach einstündigem Glühen bei 300 °C und anschließendem Abkühlen. Das ist darauf zurückzuführen, daß die mit der Vergütung erreichte Umbildung bzw. Neuordnung der Kristalle durch die Erwärmung auf 300 bzw. 500 °C rückgängig gemacht wird.

Vergütete und gezogene Stähle zeigen also bleibende Verluste der Festigkeit, wenn sie Temperaturen von mehr als 400 bzw. 300 °C ausgesetzt waren. Die Wiederverwendung von feuerbeanspruchten, nicht eingestürzten Spannbeton- und Stahlbeton-Konstruktionen hängt also davon ab, welche Temperaturen an den Stählen aufgetreten waren. Allerdings ist zu bemerken, daß eine kurzfristige Erwärmung von ca. 3 bis 5 Minuten auch bis auf Temperaturen von etwa 400 °C noch nicht schadet.

Aus Bild 15 können schließlich auch  $\sigma$ - $\epsilon$ -Diagramme der verschiedenen Stähle entnommen werden, die unter hohen Temperaturen (300 bzw. 500 °C) ermittelt wurden. Auch hieran ist das unterschiedliche Verhalten dieser Stähle zu erkennen.

Diese Versuche geben nur Aufschluß über das Festigkeitsverhalten von Beton- und Spannstählen unter hohen Temperaturen.

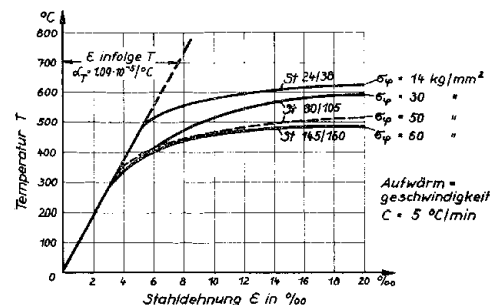
Das Verformungsverhalten der Stähle bei höheren Temperaturen wird durch Warmkriechversuche unter Gebrauchsspannung bei verschiedenen Aufwärmgeschwindigkeiten ermittelt.

Bild 16 zeigt das Kriechen verschiedener Stähle bei ansteigender Temperatur, aber konstanter Spannung [15]. Während holländischer Betonstahl St 24/38\*, unter 14 kg/mm² Dauerspannung erst bei etwa 500 °C zu kriechen beginnt, ist dies bei den untersuchten Spannstählen schon bei etwa 300 °C zu beobachten.

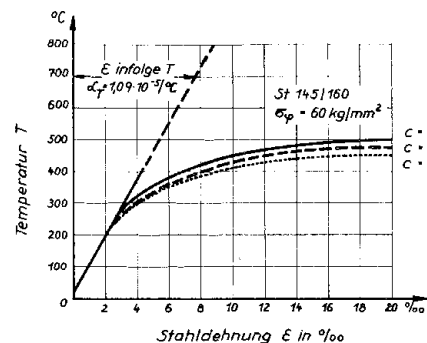
Die Darstellung zeigt, daß bei etwa gleichem Verhältnis von Dauerspannung zur Streckgrenze bzw. Zugfestigkeit die kaltgezogenen Spannstähle etwas empfindlicher sind als naturharte Spann- und Baustähle. Eine Trennung der Kriechverformungen von den unmittelbar anschließenden Fließverformungen ist kaum möglich, da unter den gleichmäßig ansteigenden Temperaturen die Fließgrenze allmählich auf die Größe der Kriechspannung herabgesetzt wird. Dem Fließbereich folgt unmittelbar, ohne Verfestigungsbereich, der Bruch; kaltgezogene und vergütete Spannstähle erreichen dabei ein Mehrfaches der Bruchdehnung  $\delta_{10}$  unter Normaltemperatur.

Aus Warmkriechversuchen der beschriebenen Art läßt sich demnach eine „kritische Stahltemperatur“ ableiten, die zum Bruch der Stahlprobe führt. Diese kritische Stahltemperatur ergab sich beim holländischen Betonstahl St 24/38 bei einer Temperatur von über 600 °C; sie liegt bei den vergüteten bzw. kaltgezogenen Stählen je nach Gebrauchsspannung zwischen 450 und 500 °C und damit niedriger als bei den naturharten Stählen, die je nach Gebrauchsspannung eine kritische Temperatur von etwa 500 bis 600 °C besitzen.

Die kritische Stahltemperatur ist aber nicht nur von der Stahlart und der Gebrauchsspannung, sondern auch noch von der Aufwärmgeschwindigkeit abhängig. Das in Bild 17 dargestellte Temperatur-Dehnungsdiagramm zeigt das Verformungsverhalten eines kaltgezogenen Spannstahls unter konstanter Gebrauchsspannung bei verschiedenen Aufwärmgeschwindigkeiten c. Je kleiner die Aufwärmgeschwindigkeit ist, um so niedriger liegt die kritische Stahltemperatur. Die langsamere Erwärmung läßt den Stahl schon bei niedri-



16 Temperatur-Dehnungsdiagramm verschiedener Stähle unter konstanten Kriechspannungen (Warmkriechversuche) bei konstanter Aufwärmgeschwindigkeit



17 Temperatur-Dehnungsdiagramm von St. 145/160 unter konstanter Kriechspannung bei verschiedenen Aufwärmgeschwindigkeiten

\*) die Bezeichnung erfolgte entsprechend dem Verhältnis  $\sigma_F / \sigma_Z$

geren Temperaturen stärker kriechen, wodurch der Bruch nach Aufzehrung des Dehnvermögens schon bei niedrigeren Temperaturen erfolgt.

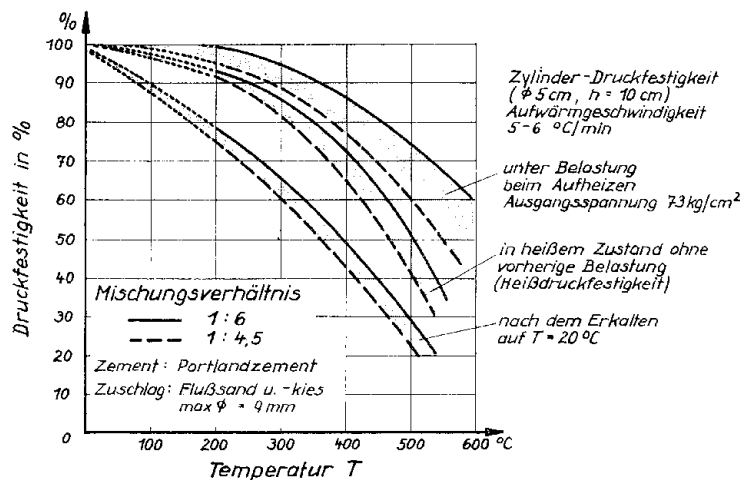
Die kritische Stahltemperatur ist also abhängig von der Stahlart, der Gebrauchsspannung und der Aufwärmgeschwindigkeit. Sind kritische Stahltemperatur und mittlere Aufwärmgeschwindigkeit jedes einzelnen Stahls in einer Stahlbeton- oder Spannbetonkonstruktion bekannt, so kann daraus annähernd der Zeitpunkt des Versagens berechnet werden, sofern der Stahl für das Versagen allein verantwortlich ist. Bevor hierauf weiter eingegangen wird, soll zuvor über das Verhalten des Betons unter Hitzebeanspruchung berichtet werden.

### 5. Das Verhalten von Beton unter Feuerbeanspruchung

Über das Verhalten von Beton unter Feuer- bzw. Temperaturbeanspruchung geben Heißdruckfestigkeits- und Verformungsversuche Aufschluß. Die Heißdruckfestigkeit und die Druckfestigkeit nach dem Erkalten bei vorangegangener Erhitzung wurde von vielen Forschern schon untersucht (u. a. 12, 19, 20, 21). Die Versuchsergebnisse sind uneinheitlich, ja, sie widersprechen sich teilweise. In vielen Fällen kann dies jedoch auf Unterschiede in der Betonzusammensetzung, der Prüfkörpergröße und -form, auf unterschiedliche Aufwärmgeschwindigkeiten oder auf andere Einflüsse zurückgeführt werden.

Die Einflußgrößen, die die Druckfestigkeit eines Betons bei Raumtemperatur beeinflussen, wie u. a. Wasserzementwert, Normenfestigkeit des Zements, Dichtigkeit und Alter, sowie Zementart und -menge, Sieblinie und Art des Zuschlagstoffes, beeinflussen auch – jedoch ihrer Bedeutung nach in anderer Rangfolge – die Heißdruckfestigkeit eines Betons.

Bild 18 zeigt die relative Heißdruckfestigkeit und die relative Druckfestigkeit nach dem Erkalten von Grauwacke-, Rheinkies- und Kalkstein-Beton bei sonst unterschiedlichen Prüfbedingungen bezogen auf die Ausgangsfestigkeit [12, 19, 20]. Nach diesen Versuchsreihen steigt die Festigkeit zunächst mehr oder weniger stark an, um danach abzufallen; sie sinkt unter die Ausgangsfestigkeit erst bei Temperaturen von 400 °C und mehr. Bild 19 zeigt Druckfestigkeitsversuche unter verschiedenen Prüfbedingungen und bei ver-



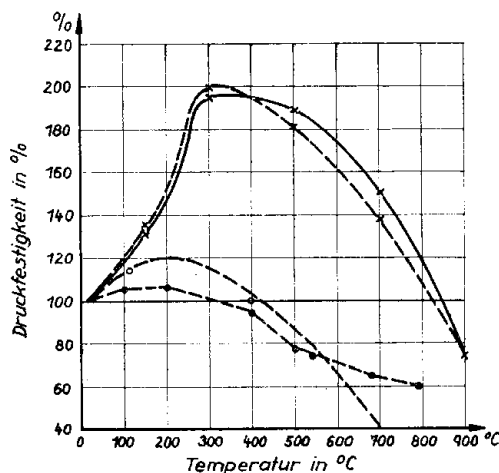
19 Relative Betondruckfestigkeit in Abhängigkeit von der Temperatur; Versuchswerte nach [21]

schiedenen Zementgehalten [21]. Die obere Kurvenschar gibt die Druckfestigkeiten wieder, die beim Aufheizen unter Vorbelastung gewonnen wurden. Die mittlere Schar zeigt die Ergebnisse in heißem Zustand ohne vorherige Belastung (Heißdruckfestigkeit), die untere Schar nach dem Erkalten auf 20 °C. Der obere Linienzug einer Schar zeigt jeweils Ergebnisse von Betonmischungen mit geringerem Zementgehalt (Mischungsverhältnis = 1 : 6), die untere Kurve einer Schar gibt Ergebnisse mit größerem Zementgehalt an (Mischungsverhältnis = 1 : 4,5). Nach diesen Versuchsergebnissen fällt die Druckfestigkeit mit zunehmenden Temperaturen; sie sinkt beim Aufheizen unter Last aber erst bei etwa 400 °C unter den Wert von 80 % der Anfangsfestigkeit ab.

Die Ursachen hierfür können – abgesehen von prüftechnischen Einflüssen – durch das Verhalten der Einzelbestandteile Wasser, Zement und Zuschlag erklärt werden:

Das Wasser im Beton ist in drei Zustandsformen vorhanden: chemisch gebundenes Wasser, physikalisch durch Adsorption oder im molekularen Zustand in den hydratisierten Bestandteilen des Zements gebundenes Wasser, und freies Wasser, das mehr oder weniger die Kapillar- und Strukturporen im Beton füllt [22, 23].

Bis zu 100 °C tritt eine Verdampfung des freien Wassers und eines Teiles des physikalisch gebundenen Wassers ein. Oberhalb 100 °C verdampft auch das physikalisch gebun-



18 Relative Betondruckfestigkeit in Abhängigkeit von der Temperatur; Versuchswerte nach [12, 19, 20]

	Betondaten			Prüfbedingungen	
	Mischungsverhältnis in Gew. T. %	Zuschlagstoff	Größtkorn [cm]	Probekörper [cm]	Aufwärmgeschw. C [°C/min]
x	1 : 4	Grauwacke	0,7	$\phi = 3,57$ $h = 3,5$	8
o	1 : 5	Rheinsand	0,7	$7 \times 7 \times 7$	4
•	1 : 6	Blaukalkstein	2	$10 \times 10 \times 10$	~ 6

\*  $w/z = 0,65 - 0,81$

— Heißdruckfestigkeit  
 - - - Druckfestigkeit nach dem Erkalten

dene Wasser weitgehend. Hierbei kann die Betondruckfestigkeit geringfügig und die Zugfestigkeit u. U. stärker beeinträchtigt werden [24]. Bei sehr schneller Aufwärmgeschwindigkeit und dichtem Beton kann das Verdampfen zu Betonabspaltungen führen. Sie können insbesondere an zweiseitig beheizten Ecken oder dünnen Querschnittsteilen auftreten.

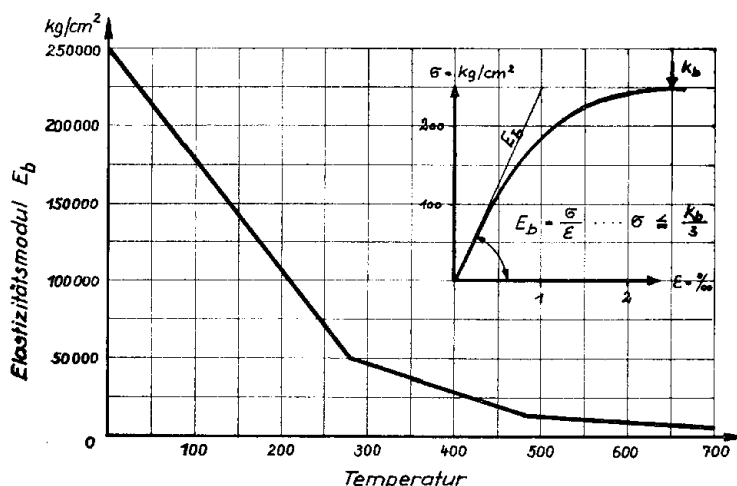
Temperaturen über 400 °C bewirken einen stärkeren Festigkeitsabfall, weil dort das in den Kalkhydraten gebundene Wasser frei wird und im Innern des Betons sprengend wirkt. Betone, die in Zuschlagstoff und Zementstein wenig Kalkhydrate besitzen, verhalten sich daher unter Feuerbeanspruchung, d. h. über 400 °C, günstiger als kalkhydratreiche Betone. Betone mit hohem Zementgehalt verhalten sich wahrscheinlich deshalb auch ungünstiger, was jedoch auch auf andere Ursachen, wie z. B. starke Schwindspannungen, zurückgeführt werden kann.

Oberhalb von 500 °C nimmt die Druckfestigkeit von Betonen mit quarzitischem Zuschlagstoffen stark ab. Quarz zeigt in den Kristallachsen ungleiche Wärmedehnungen und ändert sein Volumen oberhalb von 500 °C sprunghaft (Umwandlungspunkt = 575 °C). Diese plötzliche Volumenänderung kann sprengend und gefügelockernd wirken [25].

Die Temperaturdehnungen der Gesteine und Mörtel verlaufen nicht linear. Bis zu etwa 400 °C sind die Dehnzahlen von üblichem Schwerbeton jedoch relativ konstant. Sie liegen zwischen  $0,8$  bis  $1,2 \times 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$  und damit im Bereich der Wärmedehnzahl des Stahles ( $1,0$  bis  $1,1 \times 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$ , vgl. auch Bild 16 und 17). Erst oberhalb von 400 °C und insbesondere oberhalb von 600 °C verändern sich die Wärmedehnungen von Gesteinen sprunghaft [26].

Die Gefügeänderungen des Betons unter Hitzeeinwirkung bewirken eine erhebliche Abnahme des Elastizitätsmoduls (Bild 20). Diese Erscheinung hat vor allem für das Verformungsverhalten von biegebeanspruchten Bauteilen Bedeutung, besonders dann, wenn der dem Feuer zugekehrte Beton unter hohen Druckspannungen steht.

Zusammenfassend kann gesagt werden, daß alle festigkeitsmindernden Einflüsse sich erst oberhalb von etwa 400 und 500 °C stärker auswirken. Schnelle Erwärmung kann bei dichtem Gefüge und hohem Feuchtigkeitsgehalt zu Betonabplatzungen durch Dampfdruck führen.



20 Verformungsverhalten von Beton in Abhängigkeit von der Temperatur

## 6. Das Verhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen unter Feuerangriff

Aus den bisherigen Betrachtungen können im Hinblick auf das Verhalten ganzer Bauteile unter Feuerangriff folgende Schlußfolgerungen gezogen werden:

a) Die Erwärmung eines Punktes in einem gegebenen Querschnitt hängt von der Art der Beflammung, vom Wärmeübergang, von der Wärmeleitfähigkeit des Betons bzw. isolierender Schutzschichten sowie von der Größe des Querschnitts ab. Auf den dem Feuer zugekehrten Unterseiten entstehen in 1 bis 2 cm Tiefe ohne Schutzschicht nach 30 Minuten Versuchsdauer etwa 350–400 °C, nach 90 Minuten Versuchsdauer über 600 °C. In 4 bis 5 cm Tiefe wird nach 30 Minuten eine Temperatur von etwa 200 °C, nach 90 Minuten werden etwa 450 °C erreicht. Die entsprechenden mittleren Aufwärmgeschwindigkeiten liegen zwischen 13 und 4 °C/min. Sie können durch isolierende Schutzschichten, z. B. durch einfache Kalkzementputze, erheblich herabgesetzt werden. Die seitlichen Betonzonen, etwa bei massigen Balken, besitzen bei einer Beflammung von unten vergleichsweise 50 % geringere Temperaturen bzw. Aufwärmgeschwindigkeiten. Erfolgt aber die Beflammung von der Seite her, sind entsprechend höhere Temperaturen in den Seitenzonen zu erwarten. Dünne Querschnitte, insbesondere dünne Stege von T-Balken, erwärmen sich dagegen grundsätzlich schneller, weil die Wärme nicht abgeführt werden kann.

b) Übliche Schwerbetone im lufttrockenen Zustand ändern ihre Festigkeitseigenschaften bis 400 °C nur unbedeutend. Oberhalb von 400 und 500 °C treten mehr oder weniger große Gefügelockerungen auf und führen zu starkem Festigkeitsabfall. In Betonen mit viel Kapillarwasser und relativ dichtem Gefüge können bei schneller Erwärmung auch schon bei niedrigeren Temperaturen Gefügelockerungen und Abspaltungen durch Wasserverdampfung entstehen.

c) Beton- und Spannstähle besitzen in Abhängigkeit von Stahlart, Gebrauchsspannung und Aufwärmgeschwindigkeit eine kritische Temperatur, bei der sie fließen und zu Bruch gehen. Sie liegt bei naturharten Betonstählen oberhalb rd. 600 °C und bei kaltverformten Betonstählen oberhalb rd. 550 °C. Die kritische Temperatur beträgt bei naturharten Spannstählen etwa 500 °C, bei vergüteten etwa 450 °C. Je nach Stahlgüte, Dauerspannung und Aufwärmgeschwindigkeit können diese Werte geringfügig unterschritten werden. Das Kriechen der Betonstähle beginnt bei etwa 500 °C, bei Spannstählen meist schon bei etwa 300 °C.

### 6.1 Das Verhalten auf Biegung beanspruchter Bauteile

#### Allgemeines

Das Versagen eines auf Biegung beanspruchten Bauteiles unter Feuerbeanspruchung kann entweder primär durch Versagen der Stahleinlagen in der Zug- oder vorgedrückten Zugzone oder durch Versagen des Betons in der Druckzone bedingt sein. Das Bauteil kann auch durch Schubbruch – insbesondere bei Balken – oder durch Lösen der Haftung und des Verbundes versagen (Bild 21).

a) Versagen eines Bauteiles durch Fließen der Stahleinlagen:

Liegen bei Beflammung von unten die Stahl- oder Spannstahleinlagen in den unteren, dem Feuer zugekehrten, stark erwärmten Zonen, wird das Versagen des Bauteiles durch Fließen des Stahles eingeleitet, wobei ein Bruch der Biegedruckzone folgen kann.

Ist die Biegedruckzone überdimensioniert und besitzt sie daher Reserven zur Aufnahme zusätzlicher Druckspannungen – wie im allgemeinen bei Stahlbetonplatten –, erfolgt der Bruch allein durch Versagen der Zugbewehrung, sobald diese ihre kritische Stahltemperatur erreicht. Diese kritische Stahltemperatur hängt – wie schon beschrieben – von Stahlart, Gebrauchsspannung und Erwärmungsgeschwindigkeit ab. Bauteile mit relativ hoch ausgenutzten Stahlspannungen unter Gebrauchslast besitzen daher eine geringere Feuerwiderstandsdauer als solche mit geringeren Stahlspannungen.

Besitzt dagegen die Biegedruckzone keine größeren Reserven – wie im allgemeinen bei Balken –, erfolgt der Bruch in der Biegedruckzone ohne vollständiges Versagen aller Stahleinlagen. Die kritische Temperatur der Zug-einlagen muß nicht unbedingt erreicht werden; der Bruch der Biegedruckzone ist die Folge von Umlagerungen der inneren Kräfte.

Das Fließen der Stahleinlagen und die Abnahme des E-Moduls des Betons führen zu Verformungen, insbesondere Durchbiegungen. Außerdem wird der ursprüngliche Spannungszustand verändert, weil sich die Null-Linie nach oben verschiebt. Der Hebelarm der inneren Kräfte wird etwas größer, die Betondruckspannungen wachsen bis zum Überschreiten der Druckfestigkeit an. Bei Spannbetonkonstruktionen wird gleichzeitig die Vorspannung abgebaut; der zur Erhöhung des Tragvermögens künstlich erzeugte Eigenspannungszustand geht allmählich verloren.

Sind in einem Stahlbeton- oder Spannbetonbalken mehrere Bewehrungslagen vorhanden, so erreicht zuerst die unterste Bewehrungslage die kritische Temperatur. Theoretisch versagt hier der Stahl; doch können meist die nächsten Bewehrungslagen unter entsprechender Spannungserhöhung den Zugkraftausfall ausgleichen, wobei sich aber deren kritische Temperatur erniedrigt. Wird diese kritische Temperatur in den übrig gebliebenen Stählen erreicht oder wird die Betondruckfestigkeit in der Druckzone überschritten, geht auch der in mehreren Lagen bewehrte Balken zu Bruch. Die zeitliche Verzögerung, die hierdurch erzielt wird, ist sehr von Lage und Spannung der Stähle abhängig, kann aber erheblich sein.

Für eingehendere rechnerische Untersuchungen des Tragverhaltens von Spannbetonbauteilen sei insbesondere auf [18] verwiesen; der von Deutschmann verfaßte Abschnitt gibt hierzu eingehende Rechengrundlagen.

Das Ansteigen der Temperaturen und damit auch die Spannungsumlagerungen erfolgen stetig, wenn nicht Gefügelockerungen, Abplatzungen oder größere Risse dazu führen, daß die Stahleinlagen freigelegt werden oder ein Teil der schützenden Isolierung verloren geht. Die Stahleinlagen erfahren in solchen Fällen eine sprunghafte Temperatursteigerung, die zu einem beschleunigten Ablauf der schon beschriebenen Bruchvorgänge führt. Die Gefahr von Abplatzungen wird durch hohen Feuchtigkeitsgehalt bei relativ dichtem Betongefüge, durch schnelle Erwärmung – hauptsächlich bei dünnen Querschnittsteilen und an Ecken – und durch hohe Betonspannungen erhöht. Ihr kann durch Schutzschichten (z. B. Putze), durch Bügelbewehrungen oder statisch nicht wirksame Drahtgittereinlagen und insbesondere durch Trockenhalten des Betons begegnet werden.

b) Versagen eines Bauteiles durch Schubbruch oder Versagen der Biegedruckzone:

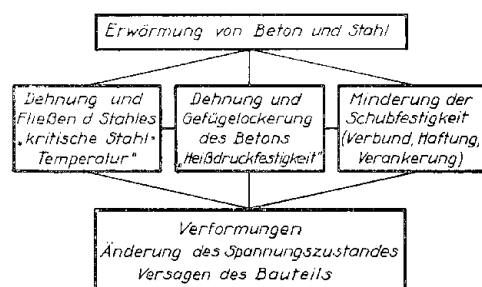
Da sich bei Beflammung von unten nur die dem Feuer zugekehrten Betonrandzonen auf über 400 °C erhitzen, dagegen die dem Feuer abgewandten Querschnittsteile – bei statisch bestimmt gelagerten Bauteilen die Betondruckzone – nur langsam erwärmt werden, ist ein Festigkeitsabfall des Druckbetons infolge Feuerbeanspruchung für die Tragfähigkeit solch einer Konstruktion nicht maßgebend, sondern gegenüber dem Verhalten der in den unteren Randzonen liegenden Stahleinlagen sekundär. Bei gedungenen T- oder J-förmigen Balkenquerschnitten hat auch die Schubzone – d. h. der Stegbereich – gegenüber der Zugbewehrung sekundäre Bedeutung.

Dünngliedrige, vor allem schmale und hohe Balken sind dagegen infolge schneller Erhitzung auch hinsichtlich der Betondruckfestigkeit gefährdet. Außerdem können hier unter ungünstigen Bedingungen starke Betonabplatzungen auftreten, die zu einem schubbruch-ähnlichen Versagen führen.

Spannbetonkonstruktionen, deren vorge-drückte Zugzone hohe Betondruckspannungen aufzunehmen hat und dem Feuer zugekehrt ist, sind im allgemeinen gefährdeter als Bauteile, deren Druckzone nicht unmittelbar dem Feuer ausgesetzt ist. Bei Spannbetontragwerken kann daher der Lastfall „Eigengewicht allein ohne Nutzlast“ kritischer sein als die volle Gebrauchslast. Dies bestätigen u. a. englische Versuche [17].

#### Versuchserfahrungen

Einen Einblick in die Größenordnung der Verformungen (Durchbiegungen) von statisch bestimmt gelagerten Stahlbeton- und Spannbetonkonstruktionen unter Feuerbeanspruchung geben die Bilder 22 und 23; [15]. Bild 22 zeigt als Beispiel die Durchbiegungen von Stahlbeton- und Spannbetonbalken in Feldmitte bei einer Stützweite von 8,0 m in Abhängigkeit von der Stahltemperatur. Es handelt sich um Mittelwerte aus einer größeren Versuchsreihe. Bis zu einer Durchbiegung von 8 cm = L/100, – entsprechend einer Stahltemperatur von ca. 300–350 °C – verhielten



21: Tragverhalten und Bruchursachen auf Biegung beanspruchter Bauteile (Schema)

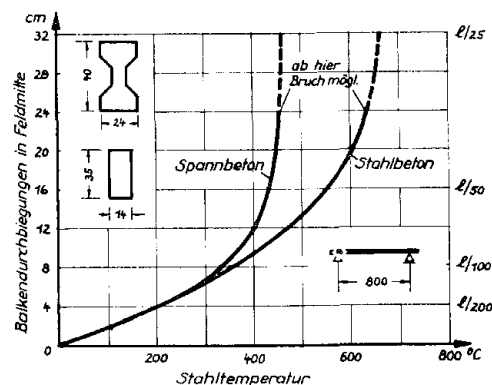
sich Stahlbeton- und Spannbetonbalken annähernd gleich. Bei weiterem Temperaturanstieg erwiesen sich die Stahlbetonbalken biegesteifer. Diese Beobachtung steht im Einklang mit den Ergebnissen der Warmkriechversuche (Bild 16 und 17) und ist auf den Abbau der Vorspannung zurückzuführen. Der Bruchzustand wird in den Stahlbetonbalken bei einer Stahltemperatur von etwa 650 °C erreicht, in den Spannbetonbalken bei etwa 470 °C; die Durchbiegungen kurz vor dem Bruch waren beträchtlich, sie erreichten etwa  $L/25 = 32$  cm. Zu beachten bleibt, daß die Querschnitte der Vergleichsbalken nicht gleich groß waren.

Amerikanische Forscher ermittelten eine Gleichung für die Durchbiegung  $f$  eines Spannbetonbalkens kurz vor dem Bruch [27]. Sie lautet:

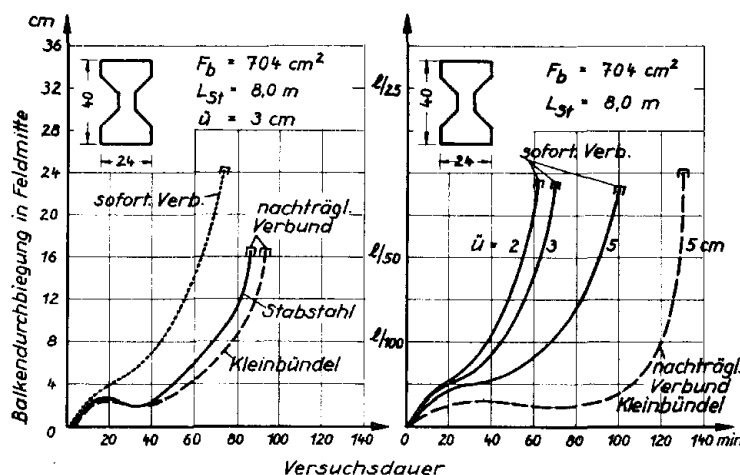
$$f = \frac{L^2}{800 \cdot h}$$

Sie konnte bei eigenen und fremden Versuchen annähernd bestätigt werden.

Bild 23 zeigt die Durchbiegung von I-förmigen Spannbetonbalken mit sofortigem bzw. nachträglichem Verbund bei verschiedenen Betonüberdeckungen in Abhängigkeit von der Versuchszeit. Die Durchbiegungen der Balken mit nachträglichem Verbund bleiben im ersten Versuchsabschnitt fühlbar kleiner, nehmen aber dann bis zum Bruch schnell zu. Balken mit sofortigem Verbund zeigten, ähnlich wie Stahlbetonbalken, eine gleichmäßigere zunehmende Durchbiegung. Die deutliche Krümmungsänderung der dargestellten Kurven nach etwa 20 Minuten



22: Durchbiegung von Stahlbeton- und Spannbetonbalken in Abhängigkeit von der mittleren Temperatur der Zugbewehrung



23: Durchbiegung von Spannbetonbalken in Abhängigkeit von Versuchszeit, Verbundart und Betonüberdeckung

hängt mit dem Verlauf der Einheitstemperaturkurve zusammen.

Wie auch schon aus den Bildern 8 und 11 ersichtlich war, verhält sich nachträglich Verbund günstiger. Das dürfte auf den Wärmeenergieverbrauch bei der Verdampfung der Eigenfeuchte des Einpreßmörtels zurückzuführen sein. Erfolgt allerdings dieses Verdampfen zu schnell, kann es zu Dampfexplosionen und Absprengungen der Betonüberdeckungen kommen.

Der Einfluß verschiedener Betonüberdeckungen ist aus der rechten Darstellung des Bildes 23 zu ersehen. Ein Spannbetonbalken in sofortigem Verbund erreicht bei den gegebenen Abmessungen hiernach mit 5 cm Betonüberdeckung eine Feuerwiderstandsdauer von etwa 90 Minuten, in nachträglichem Verbund sogar von 120 Minuten.

Die Feuerwiderstandsdauer von Stahlbeton- und Spannbetonkonstruktionen wird wesentlich verbessert, wenn zusätzlich zur Betonüberdeckung noch isolierende Schutzschichten angebracht werden. Systematische Versuche hierzu fehlen; doch können die Erfahrungen an Stahlbetonplatten zum Vergleich herangezogen werden: Den Einfluß verschiedener Putzarten auf die Feuerwiderstandsdauer von Stahlbetonplatten zeigt Bild 24. Eine einfache Stahlbetonplatte mit 1,0 cm Betonüberdeckung erreicht eine Feuerwiderstandsdauer von rund 50 Minuten. Ein einfacher 1,5 cm dicker Kalkzementputz kann ihre Feuerwiderstandsdauer schon fast verdreifachen. Ein Zement-Kalk-Vermiculite-Putz sechsfach sogar die Feuerwiderstandsdauer! Sie beträgt dann ca. 300 Minuten, was einer mittleren linearen Aufwärmgeschwindigkeit von ca. 2 °C/min entspricht.

#### Abschätzung der Feuerwiderstandsdauer

a) Statisch bestimmt gelagerte Bauteile:

Ist der Stahl für das Tragverhalten biegebeanspruchter Bauteile allein maßgebend, so kann deren Feuerwiderstandsdauer  $t_{\text{Bruch}}$  näherungsweise aus der Formel

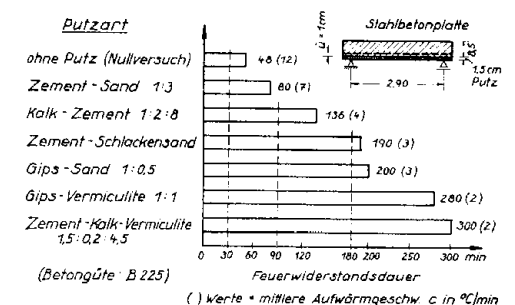
$$t_{\text{Bruch}} = \frac{T_{\text{krit}}}{c}$$

ermittelt werden. Hierin bedeuten:

$T_{\text{krit}}$  = krit. Stahltemperatur (°C)

$c$  = mittlere Aufwärmgeschwindigkeit (°C/min)

Voraussetzung zur Anwendung dieser Formel ist, daß kein Schubbruch oder Lösen der Haftung oder Verankerung eintritt, ehe  $T_{\text{krit}}$  am Stahl erreicht wird. Ferner müssen ein frühzeitiges Versagen der Betondruckzone und starke Abplatzungen der Beton- oder Isolierschichten ausgeschlossen sein.



24: Feuerwiderstandsdauer von Stahlbetonplatten mit verschiedenen Schutzschichten (Putze)

Außerdem ist die Konstruktion so auszubilden, daß grobe Risse auch bei großer Durchbiegung nicht auftreten.

$T_{krit}$  kann durch Warmkriechversuche bestimmt werden und ist damit in den meisten Fällen bekannt. Die Aufwärmgeschwindigkeit  $c$  muß durch Messungen, z. B. an Bauteilabschnitten, ermittelt werden. Anhaltspunkte sind aus bereits vorliegenden Versuchserfahrungen bekannt (Bilder 7–11). Überlegungen dieser Art sind vor allem dann notwendig, wenn Form oder Größe des Bauteiles seine feuertechnische Prüfung unter Last unmöglich machen.

#### b) Statisch unbestimmt gelagerte Bauteile:

Für statisch unbestimmt gelagerte Stahlbetonbauteile kann eine einfache Formel nicht angegeben werden, doch zeigt die Versuchserfahrung, daß über mehrere Stützen durchlaufende oder eingespannte Stahlbetonplatten oder -balken sich durch die Behinderung der Auflagerverdrehung in Verbindung mit der oben liegenden Bewehrung erheblich günstiger verhalten als statisch bestimmt gelagerte Bauteile. Die Feuerwiderstandsdauer kann teilweise sogar um mehr als 50% gesteigert werden gegenüber einseitig bewehrten, statisch bestimmt gelagerten Vergleichskörpern.

Eingehendere Erfahrungen über durchlaufende oder eingespannte Spannbetonbauteile liegen noch nicht vor. Ihr Verhalten wird jedoch nach den geschilderten Grundsätzen vermutlich dem von Stahlbetonkonstruktionen entsprechen. Versuche auf diesem Gebiet müssen noch durchgeführt werden. Ebenfalls fehlen noch Erfahrungen mit feuerbeanspruchten Verankerungen. Besondere Beachtung verdient die Frage der Längsdehnungsbehinderung bei Feuerangriff.

#### Feuerwiderstandsdauer verschiedener Bauteile, Übersicht

Die Darstellungen 25 bis 29 zeigen verschiedene Stahlbeton- und Spannbetonbauteile, die nach DIN 4102 (1940) Bl. 2 feuerbeständig oder feuerhemmend sind bzw. im Versuch diesen Anforderungen entsprochen haben.

#### a) Decken

Als feuerbeständig nach DIN 4102 (1940) gelten Stahlbetonplatten  $d \geq 10$  cm, Stahlsteindecken  $d \geq 10$  cm mit Estrich  $\geq 3$  cm und Stahlbetonrippendecken  $d \geq 20$  cm mit einer Plattendicke  $\geq 8$  cm, alle mit einem 1,5 cm dicken Kalkzementputz an der Unterseite (Bild 25).

Nach dem Entwurf der Neufassung DIN 4102 dürfen in diesen Konstruktionen auch brennbare Bestandteile enthalten sein, wenn die durchgehende Stahlbetonplatte mindestens 5 cm dick ist. Bei einer Stahlbetonrippendecke dürfen daher auch Füllkörper aus brennbaren Stoffen an Stelle von Bimsbeton verwendet werden.

Stahlbetonhohldielen mit  $d \geq 13$  cm – oder  $d \geq 10$  cm + Estrich  $d \geq 3$  cm – und einer Schlankheit  $h \geq L/30$  sind feuerbeständig, wenn sie einen 1,5 cm dicken Kalkzementputz auf der Unterseite besitzen. Spannbetonhohldielen mit  $d \geq 12$  cm und  $h \geq L/30$  erreichen erst F 90, wenn die Spannstäbe zusätzlich durch größere Betonüberdeckungen oder durch einen 1,5 cm dicken Vermiculite-Putz geschützt werden (Bild 26).

Stahlbeton- und Spannbeton-Rippen- oder Balkendecken mit Hohlkörpern erwiesen sich bei einer Ausführung nach Bild 27 ebenfalls als feuerbeständig, wenn sie mit einem 1,5 cm dicken Kalkzementputz oder einer entsprechenden Unterdecke geschützt waren. Zur Zeit gelten Spannbetondecken ohne versuchsmäßigen Nachweis nur mit einer Unterdecke aus 2,5 cm Vermiculite- oder Perlite-Putz als feuerbeständig.

Deckenart	DIN	Abmessungen (cm)	ohne Putz feuerbeständig, wenn:
Stahlbetonplatte	10+5		
Stahlsteindecke	10+6		
Stahlbeton-Rippendecken	10+5 42.2.5 42.3.3		

25: Feuerbeständige Decken nach DIN 4102, Ausg. 1940

Deckenart	DIN	Abmessungen [cm]	Feuerwiderstandsdauer [min]
Stahlbeton-Hohldielen ( $h \geq L/30$ )	4020		> 90
Spannbeton-Hohldielen ( $h \geq L/30$ )	(4227)		25
			85
			> 90
			> 90

26: Feuerwiderstandsdauer verschiedener Stahlbeton- und Spannbeton-Hohldielen

Deckenart	DIN	Abmessungen [cm]	Feuerwiderstandsdauer [min]
Stahlbeton-Balkendecken	42.3.3 42.2.5		> 90
Spannbetondecken mit Hohlkörpern	42.2.7		> 90
			> 90

27: Feuerwiderstandsdauer verschiedener Stahlbeton- bzw. Spannbeton-Balken- und Rippendecken mit Hohlkörpern



Deckenart	DIN	Abmessungen [cm]	Feuerwiderstandsdauer [min]
Spannbetondecken ohne Hohlkörper (Rippendecken)	227	Rippendecke, Spannweite 610 ohne Putz aufgespritzter Vermiculite-Putz	62 1,3 2,5
		Endquerschnitt E-E Feldquerschnitt M-M	63
		Endquerschnitt E-E Feldquerschnitt M-M	66
	227	Rippendecke, Spannweite 610 ohne Putz aufgespritzter Vermiculite-Putz	62 1,3 2,5
		Endquerschnitt E-E Feldquerschnitt M-M	63
		Endquerschnitt E-E Feldquerschnitt M-M	66

28: Feuerwiderstandsdauer verschiedener Spannbeton-Rippendecken ohne Hohlkörper

Spannbetonrippendecken ohne Hohlkörper mit Stegdicken zwischen 6 und 11 cm und Plattendicken  $\geq 5$  cm erreichten nach [28] ohne zusätzlichen Schutz eine Feuerwiderstandsdauer von mehr als 60 Minuten, (Bild 28). Bei der dargestellten Rippendecke mit nur 3,8 cm Betonüberdeckung des untersten Spannstahles dürfte das auf die verteilte Anordnung der übrigen Spannstähle im Steg zurückzuführen sein. Der vorgespannte Plattenbalken mit einer Stegdicke  $t = 11$  cm und gekrümmt geführten Spannstählen erreichte bei einer unteren Betonüberdeckung von minimal 5 cm ohne zusätzlichen Schutz sowohl bei 6,10 m als auch bei 12,20 m Spannweite eine Feuerwiderstandsdauer von mehr als 60 Minuten. Ein aufgespritzter Vermiculite-Putz von 1,3 bzw. 2,5 cm Dicke erhöhte bei der Rippendecke die Feuerwiderstandsdauer auf 110 bzw. 186 Minuten, (Bild 28).

#### b) Balken

Stahlbetonbalken gelten bisher als feuerbeständig nach DIN 4102 – (Bild 29) –, wenn sie höher als 40 cm und dicker als 20 cm sind und außerdem eine 1,5 cm dicke Überdeckung der Stahleinlagen besitzen. Balken mit kleineren Abmessungen als 20/40 cm und gleicher Betonüberdeckung müssen zusätzlich einen 1,5 cm dicken Kalkzementputz erhalten, wenn sie feuerbeständig sein sollen.

Für den Entwurf von Spannbetonbalken können auf Grund von Versuchserfahrungen folgende Hinweise gegeben werden (Bild 29):

#### Gedrungene Querschnitte:

Feuerhemmende Spannbetonbalken müssen bei einer Mindestbreite von 14 cm und einem Betonquerschnitt von mindestens 300 cm<sup>2</sup> eine Mindestüberdeckung der Spannglieder von 2 cm besitzen. Die Stegdicke bei T- oder I-Balken soll mindestens 7 cm betragen.

Feuerbeständige Spannbetonbalken müssen bei einer Mindestbreite von 24 cm bei 600 cm<sup>2</sup> Querschnitt mehr als 6 cm und bei 1000 cm<sup>2</sup> Querschnitt mehr als 5 cm Betonüberdeckung besitzen. Die Stegdicke bei T- und I-Balken muß mindestens 14 cm betragen. Die Betonüberdeckung ist stets durch Bügel oder dgl. zu sichern [15, 16, 17].

#### Schlanke Querschnitte:

Hohe Träger mit dünnem Steg aus hochwertigen Betonen zeigten gelegentlich nach eigenen Versuchserfahrungen geringere Feuerwiderstandszeiten, weil Abplatzungen im Stegbereich zu einem Schubbruch oder Versagen der Biegedruckzone führten. Für ausgeprägte T- und I-Balkenformen kann feuerhemmendes Verhalten (F 30) nach bisher vorliegenden Erfahrungen nur erwartet werden, wenn die Stegdicke  $t > 10$  cm gewählt wird; erst Stegdicken  $\geq 14$  cm lassen feuerbeständiges Verhalten (F 90) vermuten. Auf die in Bild 28 wiedergegebenen Versuchsergebnisse an T-Querschnitten wird auch hier verwiesen [28].

### 6.2 Auf Druck beanspruchte Bauteile

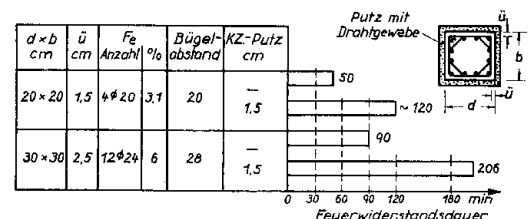
Die Grundlagen über das Verhalten von Beton und Stahl unter Feuerbeanspruchung gelten auch für Stahlbetonstützen. Da die Druckaufnahme durch den Betonquerschnitt und die Stahleinlagen erfolgt, hängt die Feuerwiderstandsdauer von Stahlbetonstützen in gleicher Weise von den Betonabmessungen wie auch vom Bewehrungsgehalt ab; (Bild 30) [14, 29].

Bild 30 zeigt, daß 20 x 20 cm dicke Stützen bei einer Betonüberdeckung von 1,5 cm und einem Bewehrungsverhältnis bis zu 3,1 % ohne Putz eine Feuerwiderstandsdauer von 50 Minuten und mit 1,5 cm Kalkzementputz eine Feuerwiderstandsdauer von etwa 120 Minuten besitzen.

Stützen mit einem Bewehrungsverhältnis von 6 % und Abmessungen von 30 x 30 cm zeigen

Querschnitt	F-Wasser	d cm	b <sub>0</sub> cm	t cm	F <sub>Beton</sub> cm <sup>2</sup>	ü cm	KZ-Putz cm	Bemerkungen
Stahlbeton (n. DIN 4102)	≥ F 90	≥ 40	≥ 20	≥ 20	≥ 300	≥ 1,5	–	F 90 ohne Putz, wenn $\frac{F}{F_0} \geq 1,5$
Spannbeton	≥ F 30	–	≥ 24	≥ 7	≥ 300	≥ 2	–	ausreichende Erfahrungen u. o. über Durchlaufwirkung, Einspannungen, Schutzschichten liegen noch nicht vor
	≥ F 90	–	≥ 24	≥ 14	≥ 600	≥ 6	–	ohne Nachweis feuerbeständige Balken müssen in 2 cm Abstand mit Vermiculite- oder Perliteputz auf Drahtgewebe ummantelt sein.

29: Feuerbeständige Stahlbetonbalken nach DIN 4102. Spannbeton-Balken, die F 30 bzw. F 90 im Versuch erreicht haben (Übersicht)



Feuerbest. Stützen nach DIN 4102	d x b	Fe	Putz
Beton	≥ 38 x 38	–	–
Stahlbeton	≥ 30 x 30	≥ 3 %	–
	< 30 x 30	–	≥ 1,5 cm KZ-Putz m. Drahtgewebe

30: Feuerwiderstandsdauer von Stahlbetonstützen

ten bei 2,5 cm Betonüberdeckung eine Feuerwiderstandsdauer von fast 90 Minuten und mit einem 1,5 cm dicken Kalkzementputz eine Feuerwiderstandsdauer von 206 Minuten.

Die Stahleinlagen, die meistens in den Randzonen liegen, biegen unter Last- und Feuerbeanspruchung in der Regel aus, sobald ihre kritische Temperatur erreicht wird, – die hier allerdings zusätzlich noch durch die Knickgefahr beeinflusst wird. Die Vergrößerung der Knickgefahr der Stützen als Ganzes durch Feuerangriff ist bislang noch nicht untersucht worden.

Auf Grund dieser Erkenntnisse wurden für feuerbeständige Stützen nach DIN 4102 die im unteren Teil des Bildes 30 aufgezeichneten Anforderungen erhoben.

Über Fertigteilstützen mit kleinen Querschnitten und hohen Betongüten bestehen bislang noch wenig Erfahrungen. Eine sehr interessante Versuchsreihe wurde von der Bontotechnologischen Abteilung der Dyckerhoff Zementwerke AG (Leitung Dipl.-Ing. H. Heufers), durchgeführt. Hierüber wird demnächst in der Zeitschrift beton berichtet werden.

## 7. Schlußbemerkung

Es wurde versucht, das Verhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen unter Feuerangriff an Hand der wesentlichsten Einfluß-

größen darzustellen und Möglichkeiten einer Steigerung der Feuerwiderstandsdauer aufzuzeigen. Vor allem ist festzustellen, daß die bekannten Vorzüge vorgespannter Bauteile unter normalen Beanspruchungsverhältnissen durch gezielte Maßnahmen auch für den Fall der Feuerbeanspruchung in angemessenem Umfang gewahrt werden können. Der Umfang des Stoffes verbietet eine eingehendere Darstellung. Die im Literaturverzeichnis angeführten Arbeiten können hier weiterführen.

Wenn in einer Abhandlung stets nur davon gesprochen wird, wann und unter welchen Umständen bestimmte Bauteile versagen, entsteht allzuleicht der Eindruck, es handele sich um eine Bauweise von geringerer Sicherheit. Dies ist hier sicherlich nicht der Fall. Eindeutig steht fest, daß Beton nicht brennt und unter Feuerangriff erst bei vergleichsweise sehr hohen Temperaturen seine Festigkeit verliert. Damit gewinnen alle Bauteile aus Beton wesentliche Vorteile gegenüber Baustoffen, die entweder brennbar sind oder schon bei verhältnismäßig niedrigen Temperaturen erhebliche Festigkeitsverluste zeigen und daher auf die Wirkung von Schutzschichten angewiesen bleiben. Die Vermehrung unserer Kenntnisse über das besondere Verhalten einzelner Ausführungsformen bewehrter Betonbauteile unter Feuerangriff wird helfen, diese Vorteile auszubauen.

# LITERATUR:

- [1] Rothe: Brand bei Sarotti in Berlin-Tempelhof. Zentralblatt d. Bauverwaltg. 42 (1922) S. 265. — Deutsche Bauzeitung 56 Beil. (1922) S. 7, 102, 110. — Deutsches Bauwesen 5 (1929) H. 11.
- [2] Feuersbrunst im Lagerhaus der A.G. der Lithograf. Druckereien Schwedens in Stockholm. Teknisk Tidskrift. Stockholm (1929) Nr. 33.
- [3] Sander: Der Brand des Lagerhauses Karstadt in Hamburg. Bauing. 10 (1929) S. 613. — Bau-techn. Mitt. des Deutschen Beton-Vereins (1929) H. 7.
- [4] Cantz: Brandschaden und Wiederherstellungsarbeiten an der Eisenbetonkonstruktion des Kaischuppens V in Stettin. Beton u. Eisen 31 (1932) H. 6.
- [5] Friedrich: Bautechnische Auswertung des Großfeuers im Gummiwerk Vorwerk u. Sohn in Wuppertal-Barmen. Bauing. 16 (1935) H. 17/18.
- [6] Zollmann, C. C., Garavaglia, M. G., und Rubin, A.: Prestressed concrete resists fire damage. Civil Engineering. The magazine of engineered construction. 30 (1960) 12, S. 36—41.
- [7] Gary: Brandproben an Eisenbetonbauten. D. A. f. St. Heft 11, 1911 (Verlag W. Ernst u. Sohn, Berlin).
- [8] Gary: Brandproben an Eisenbetonplatten II. D. A. f. St. Heft 33, 1916 (Verlag W. Ernst u. Sohn, Berlin).
- [9] Gary: Belastung und Feuerbeanspruchung eines Lagerhauses aus Eisenbeton in Wetzlar. D. A. f. St. Heft 46, 1920 (Verlag W. Ernst u. Sohn, Berlin).
- [10] Petry, Schulze und Krüger: Abbrucharbeiten und Brandversuche am Feuerwehrturm der „Gesolei 1926“ in Düsseldorf. D. A. f. St. Heft 59, 1928 (Verlag W. Ernst u. Sohn, Berlin).
- [11] Gröber, Erk, Grigull: Die Grundgesetze der Wärmeübertragung, 3. Aufl. Springer-Verlag 1957.
- [12] Busch, H.: Feuereinwirkung auf nicht brennbare Baustoffe und Baukonstruktionen. Zementverlag 1938.
- [13] Kristen, Herrmann, Wedler: Brandversuch mit belasteten Eisenbetonteilen und Steineisendecken. Teil I. Decken. D. A. f. St. Heft 89, Berlin 1938.
- [14] Schulze, Wedler: Brandversuche mit belasteten Eisenbetonteilen. Teil II. Säulen. D. A. f. St. Heft 92, Berlin 1939.
- [15] Haas, Ophorst, Rengers (Commissie voor Uitvoering van Research): Brandproeven op voorgespannen Betonliggers. CUR-Rapport 4 und 13.
- [16] Carlson, C. C., Tatman, P. J.: The new beam furnace at PCA and some experience gained from its use. Research and Development Laboratories of the PCA. Research Department, Bulletin 142 (vgl. a. Bulletin 131).
- [17] Ashton, L. A., Bate, S. C.: The Fire-Resistance of Prestressed concrete Beams. The Institution of Civil Engineers, London 1960. Betonsteinzeitung (1962) H. 5.
- [18] Dannenberg, Deutschmann, Melchior: Warmzerreißversuche mit Spannstählen. D. A. f. St. Heft 122, Berlin 1957.
- [19] Woolson: Brandversuche — Druckfestigkeit und Elastizitätsmodul von Beton, Proceedings A.S.T.M. 1905, Vol. 5 Seite 335.
- [20] Lehmann, H., Mälzig, G.: Über die Heißdruckfestigkeit von Beton. Tonindustrie-Zeitung (1960) S. 414—417.
- [21] Malhotra, H. L.: The effect of temperature on the compressive strength of concrete. Mag. of Concrete Research 23 (1956) H. 8, S. 85; Zement-Kalk-Gips 10 (1957) H. 7.
- [22] Czernin, W.: Zementchemie für Bauingenieure, Bauverlag 1960.
- [23] Powers, T. C., Brownyard, T. L.: Bulletin Nr. 22 der PCA, Chicago 1948. Zement-Kalk-Gips 1959 Heft 4.
- [24] Le comportement du béton entre 80 et 300 °C. Etude établie par le service. S.R.T. Bâtir No. 102 (1961). April-Heft Seite 21/23. beton 1962 H. 8.
- [25] Day, Sosmann, Hostetter: Gesteine in höherer Temperatur. Neues Jahrbuch der Geologie und Mineralogie 1916.
- [26] Endell, R.: Versuche über Längen- und Gefügeänderung von Betonzuschlagstoffen und Zementmörteln unter Einwirkung von Temperaturen bis 1200 °C. D. A. f. St. Heft 60, Berlin 1929. Über die Einwirkung hoher Temperaturen auf Zement, Zuschlagstoffe und Beton. Zement 15 (1926) H. 45, S. 823.
- [27] Ryan, J. V., and Robertson, A. F.: Proposed Criteria For Defining Load Failure of Beams, Floors, and Roof Constructions during Fire Tests. Journal of Research. National Bureau of Standards, C. Engineering and Instrumentation, Vol. 63 c, No. 2, October-December, 1959.
- [28] Gustaferrero, A., Carlson, C. C.: An Interpretation of Results of Fire Tests of Prestressed Concrete Building Components. Journal of the Prestressed Concrete Institute, Okt. 1962, Vol. 7.
- [29] Seekamp, H.: Brandversuche mit stark bewehrten Stahlbetonsäulen. D. A. f. St., Heft 132, Berlin 1959.